



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam

México, D.F., a 15 de Diciembre de 1972.

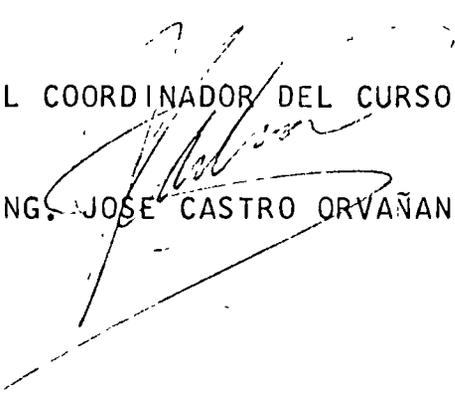
A LOS SRES. PROFESORES QUE INTERVINIERON  
EN EL CURSO PARA RESIDENTES Y SUPERVISO-  
RES DE OBRA.

Por la presente me estoy permitiendo manifestar a cada uno de Uds., mi reconocimiento por su valiosa colaboración en el Curso para Residentes y Supervisores de Obra que acaba de terminar y sin la cual, no se hubiese podido llevar a cabo.

Considero un verdadero éxito de todos el resultado obtenido, a juzgar por las opiniones expresadas por los propios alumnos, así como por la asistencia lograda a través del curso que fue de un 80 %, cosa extraordinaria si tomamos en cuenta el número tan elevado de personas inscritas en el mismo (85 entre los dos grupos).

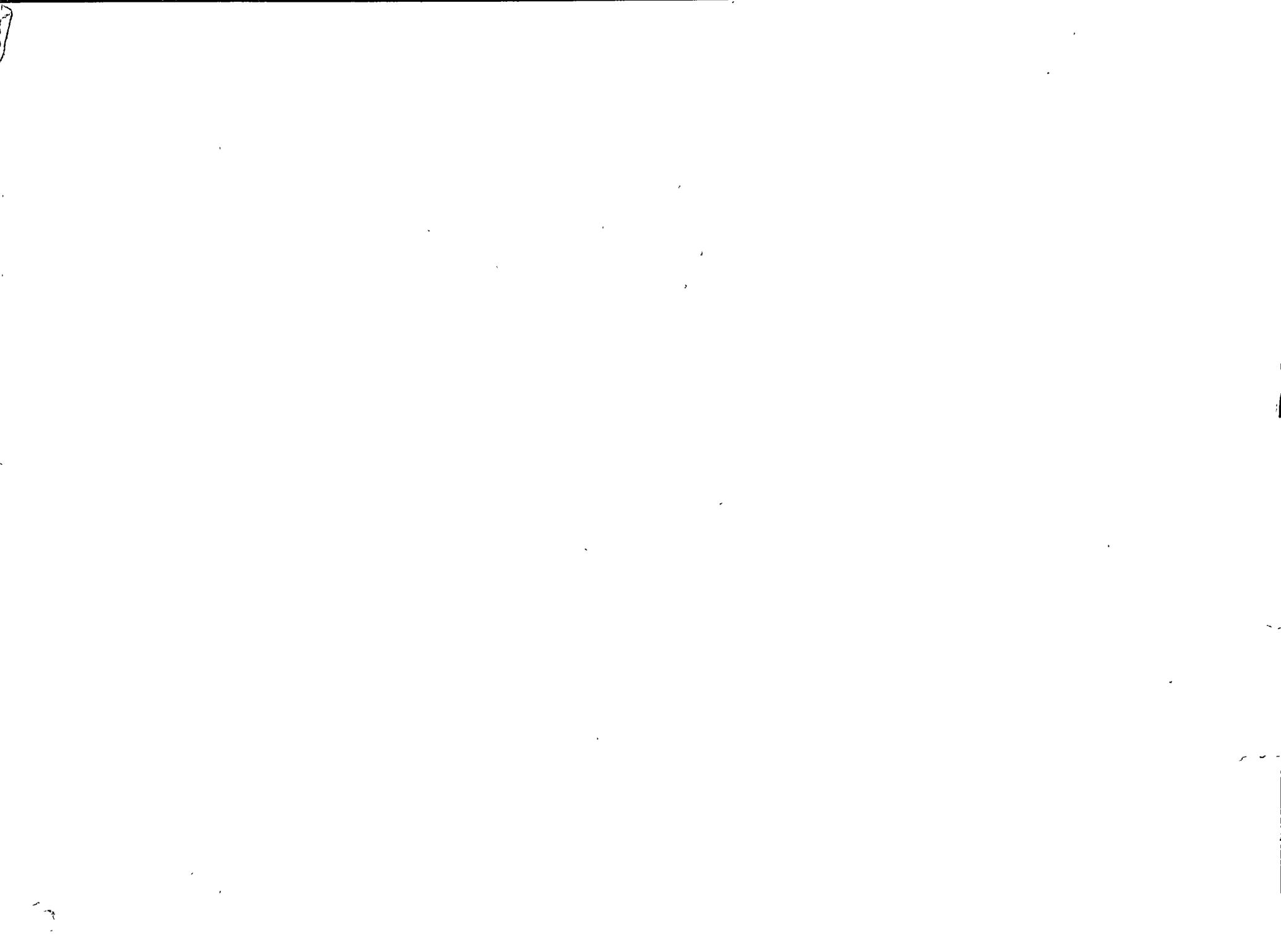
Reciban junto con mi reconocimiento sincero, mis felicitaciones y mejores deseos para el próximo año.

EL COORDINADOR DEL CURSO



ING. JOSE CASTRO ORVAÑANOS

JCO'edc.



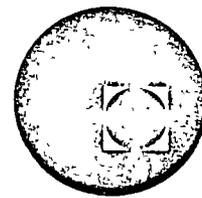
CURSO PARA SUPERVISORES Y RESIDENTES DE OBRA

FECHA	HORA	T E M A	PROFESOR
3	Nov. 2:30 Hs.	Programación y Control de Obra. Ruta crítica fase 1 y 2 . Notaciones usadas en la elaboración de la red. Aspecto dinámico del método con fines de control Interpretación y uso de los distintos tipos de holguras. Redistribución de recursos.	Ing. José Castro Orvañanos
6	Nov. 1:00 "	Programación y Control de Obra. Ruta crítica fase 3: relación costo-tiempo. Aplicación manual del método y con computadora. Ventajas y limitaciones. Distintos programas derivados del programa principal de obra.	Ing. José Castro Orvañanos
6	Nov. 1:30 "	Principios de contabilidad. Conceptos básicos. Asientos. El debe y el haber. Catálogos de muestras. Estados financieros.	Ing. Luis Morfín Núñez
8	Nov. 2:30 "	Principio de contabilidad. Contabilidad de costos. Objetivos y métodos. Depreciación. Definición y tipos.	Ing. Luis Morfín Núñez
10	Nov. 2:30 "	Fabricación de concreto en planta y en obra control de calidad. Cilindros y corazones, interpretación de resultados de laboratorio.	Ing. Manuel Mena Ferrer
13	Nov. 2:30 "	Concreto reforzado y concreto presforzado. Ventajas y desventajas. Criterio económico, arquitectónicos, estructurales y constructivos para el uso de los mismos.	Ing. Francisco Robles Fernández
15	Nov. 2:30 "	Acero y soldadura. Su importancia en la edificación. Distintas técnicas de su aplicación. Control de calidad.	Ing. Enrique Martínez Romero
17	Nov. 2:30 "	Cimentaciones. Cimentaciones superficiales y profundas zapatas, losas y cajones. Abatimiento del nivel freático. Daños y construcciones vecinas.	Ing. Enrique Tamez González

22 Nov. 2:30 Hs.	Acabados	Ing. Ignacio Ruiz Barra
24 Nov. 2:30 "	Instalaciones en edificios. Instalaciones hidráulicas y sanitarias. Instalación eléctrica. Otras instalaciones. Ejecución. Prueba. Funcionamiento	Ing. Ignacio O. González
27 Nov. 2:30 " V 29 Nov. " "	Urbanización. Movimiento de tierra. Base y sub-base Carpetas asfálticas y de concreto. Construcción de sistemas de alcantarillado, agua potable y alumbrado .	Ing. Fernando Ozuna
1° Dic. 2:30 "	Cimbras. Tipos de cimbras. Consideraciones sobre factor de seguridad. Procedimientos constructivos. Consideraciones económicas.	Ing. Ignacio Ruiz Barra
4 Dic. 2:30 "	Principios de ingeniería económica. El valor del tiempo en la toma de decisiones entre distintas alternativas. El principio de equivalencia. Fórmulas de interés compuesto y su aplicación a la solución de problemas de Ingeniería Económica. Distintos criterios en la selección de alternativas.	Ing. Fausto Ramón
6 Dic. 2:30 "	Retiro y reposición de equipo. Control contable del equipo Vida económica. Estudios económicos para el retiro y reposición de equipo. Obsolescencia y deterioro.	Ing. Ricardo Guerra
8 Dic. 2:30 "	Aspectos legales, Seguro Social, Listas de Raya . Cuota INFONAVIT, etc.	Lic. Humberto Zavała Palma
11 Dic. 2:30 "	Precios unitarios. Presupuestos y estimaciones. Métodos de cubicación. Avances de obra.	Ing. Edgar Fernández G.
13 Dic. 2:30 "	Recepción de obras	Ing. Lino González
15 Dic. 2:30 "	Psicología aplicada a las funciones del supervisor Personal: Eficiencia. Motivación. Delegación de autoridad.	Dr. Enrique García



# centro de educación continua facultad de ingeniería, unam



## PROFESORES DEL CURSO DE RESIDENTES DE CONSTRUCCION

1. Ing. José Castro Orvañanos  
Instituto de Ingeniería  
Universidad Nacional Autónoma de México
2. Ing. Ignacio O. González Castillo  
Havard y Bourlon  
Gerente de Proyectos  
Alabama No. 80  
México, D.F.
3. Ing. Lino González Mercado  
Cía. Mex. de Consultores en Ing.S.A.  
Jefe, Depto. de Edificios y Urbanización  
Insurgentes Sur 1824-8 Piso  
México, D.F.
4. Ing. Edgard Fernández Gómez  
Bufete Industrial  
Sub-Director de Programación  
Estimaciones y Costos  
Tolstoi 22-2 Piso  
México 5, D.F.
5. Ing. Luis Morfín Núñez  
Primex Construcciones, S.A.  
Dr. Balmis 194-701  
México 7, D.F.
6. Ing. Francisco Robles Fernández  
Profesor  
Facultad de Ingeniería  
U. N. A. M.
7. Ing. Manuel Mena Ferrer  
Jefe de la Sección de Materiales  
Oficina de Estudios Experimentales  
C. F. E.  
México, D.F.
8. Ing. Enrique Martínez Romero  
Butler Mexicana  
Ingeniero en Jefe  
Av. Sn. Antonio Esq. Patriotismo  
México, D.F.



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION

9. Ing. Fernando Ozuna Corona  
Grupo ICA  
Superintendente General  
Minería 145 Edif. F -2 Piso  
México, D.F.
10. Lic. Humberto Zavala Palma  
Grupo ICA  
Vice Presidente  
Minería 145 Edif. D 3° Piso  
México, D.F.
11. Ing. Ignacio Ruiz Barra  
Superintendente de Estructuras  
y Cimentaciones, S.A.  
Jefe de los Departamentos de  
Instalaciones y Maquinaria  
Minería 145  
México, D.F.
12. Ing. Enrique Tamez González  
Asesor Técnico de Tume], S.A. de C.V.  
Minería 145 Edif. D. 2 Piso  
Col. Escandón  
México 18, D.F.
13. Ing. Fausto Ramón Castaño  
Instituto de Ingeniería  
Secc. de Control  
U. N. A. M.
14. Ing. Ricardo Guerra Quiroga  
Inst. de Ingeniería  
Ingeniería de Sistemas  
Jefe de Proyecto  
U. N. A. M.
15. Lic. Alfredo Curi
16. Dr. Enrique García

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 8 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 ) 2o. GRUPO

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ARQ. EUGENIO ABURTO PONCE Ixtlaccihuatl No. 17 Col. Los Volcanes Cuernavaca, Morelos	ARQUITECTO EUGENIO ABURTO Y ASOCIA DOS, S. A. Guerrero No. 325-C-411 Unidad Tlatelolco Edif. Ignacio Ramfrez México, D. F.
2. ING. JOSE ALFREDO AGUILAR MORALES Cda. de la Presa No. 51 San Jerónimo México 13, D. F.	CONSTRUCTORA ACRIBIA Matamoras No. 23 Coyoacán México 13, D. F.
3. ING. ISRAEL APTICON ADLER Arquimedes No. 3-203 México, D. F.	CENTRO DEPORTIVO ISRAELITA, A.C. Manuel Avila Camacho No. 620 México, D. F.
4. ARQ. JAVIER ARRIAGA RESENDIZ Gral. Zuazua No. 36 Col. San Miguel Chapultepec México, D. F.	CONSTRUCTORA, C.Q., S. A. Insurgentes Sur No. 946-5o. Piso México, D. F.
5. ARQ. FRANCISCO BLAKELY LANDECHO Av. 3 No. 92 Col. Educación México 21, D. F.	INDECO Niños Heroes No. 139 México, D. F.
6. ING. GUILLERMO BOBADILLA VILCHIS Frag. S. T. Mier Edif. 761-B-1 Col. Jardín Balbuena México 9, D. F.	CONSTRUCTORA TETL, S. A. Hamburgo No. 108-301 Col. Juárez México 6, D. F.
7. SR. MIGUEL ANGEL CALDERON J. Av. Universidad No. 2042-704 México 20, D. F.	ARQ. PEDRO R. SPAN Av. Parque Chapultepec No. 18 Naucalpan, Edo. de México
8. ING. MARIO CAMACHO MARTINEZ Centeno No. 44-B-6 México, D. F.	CONSTRU PRODUCTS. Benjamín Franklin No. 101 México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 8 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 ) 2o. GRUPO

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
9. ING. J. VICENTE CONTLA MONTAÑO Div. Norte Andador 32 No. 5-2 Villa Coapa México, D. F.	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROG MA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS Fresnos No. 380 Col. Florida México 20, D. F.
10. SR. ANTIOCO CORDOVA RODRIGUEZ Av. Observatorio No. 325-B Col. Tacubaya México 18, D. F.	OBRAS Y CONTRATOS, S. A. Av. Durango No. 314 5o. Piso Col. Condesa México 11, D. F.
11. SR. OSCAR CRISTOBAL ESCALANTE José T. Cuellar No. 153-302 México 8, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 México 5, D. F.
12. ING. RAUL CUEVAS B. Joaquín Clausel No. 27 Circuito Pintores Ciudad Satelite Edo. de México	DE LA BARRA INGENIEROS CIVILES, S.A. Insurgentes Sur No. 1748-104 México, D. F.
13. ING. HECTOR CHAVEZ MORO Albino García No. 279 México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 México 5, D. F.
14. ING. APOLONIO DAMAS ACOSTA ED. No. 18-302 Entrada -A Unidad Vallejo Lindavista México, D. F.	ALMACENES NACIONALES DE DEPOSI TO, S. A. Plaza de la Constitución No. 7-3o. Piso México, D. F.
15. ING. MANUEL DE LOS REYES GARCIA M. Oklahoma No. 122-7 Col. Nápoles México, D. F.	DESPACHO PROPIO Humboldt No. 56-408 México, D. F.
16. ING. GREGORIO DOMINGUEZ LUNA Carrillo Puerto No. 581-12 Col. Anáhuac México 17, D. F.	

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 8 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 ) 2o. GRUPO

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
17. ING. FERNANDO FIGUEROA BELLO Boulevares de Puerto Aéreo No. 50 México 9, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-6o. Piso México 5, D. F.
18. ING. E. JAVIER FISCH VILLARREAL Molinos del Campo No. 43-7 México, D. F.	CONSTRUCCIONES M.S. S. A. Ometusco No. 18-7 Col. Condesa México 11, D. F.
19. ING. JOEL E. FUENTES CALDERON Zacamixtle No. 128 Col. Petrolera México 16, D. F.	DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARITIMAS Insurgentes Sur No. 465 México, D. F.
20. SR. FRANCISCO GALLEGOS LOERA México, D. F.	COMITE TECNICO FIDEICOMISO CONSTRUCCION CASAS PARA OBREROS DE LA INDUSTRIA AZUCARERA Plaza de la Republica No. 30-8o. Piso México, D. F.
21. ING. GERARDO HECTOR GERARDO Vicente Suarez No. 41 Circuito Heroes Ciudad Satelite Edo. de México	ARQUITECTURA INDUSTRIAL MEXICANA, S. A. Calzada Guadalupe No. 192 Exhda de Coapa México, D. F.
22. ING. SERGIO GONZALEZ DE LA ROSA México, D. F.	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRAMA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS Fresnos No. 380 Col. Florida México 20, D. F.
23. ARQ. ROMAN GONZALEZ GARCIA Av. Uno No. 39 México, D. F.	CONST. Y FRACC. CONTINENTAL, S.A. Calz. de Tacubaya No. 6 México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 8 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 ) 2o. GRUPO

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
24. ING. LUIS G. GUERRERO Ulises No. 53 Lomas de Axomiatla México 20, D. F.	M. G. PROMOCIONES Y CONSTRUCCION NES, S. A. Arquimedes No. 3-5 Col. Polanco México 5, D. F.
25. ING. UBALDO GUZMAN MARTINEZ Maracaibo No. 54 Las Américas Naucalpan, México	
26. ARQ. LEONARDO HIDALGO RIVERA Cañada de Lombardia No. 77 México 20, D. F.	ARQUITECTO EUGENIO ABURTO Y ASOCIADOS, S. A. Guerrero No. 325-C-411 Unidad Tlatelolco México, D. F.
27. ARQ. HUMBERTO JASO MENDOZA Andador 5 De Av. Fotin No. 19 México, D. F.	ARQUITECTO EUGENIO ABURTO Y ASOCIADOS, S. A. Guerrero No. 325-C-411 Unidad Tlatelolco México, D. F.
28. ING. HECTOR ALFREDO JIMENEZ F. Av. Plutarco E. Calles No. 1228-304 Col. Marte México, D. F.	DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARI TIMAS Insurgentes Sur No. 465 México, D. F.
29. ING. DAVID LOPEZ AMAYA Adolfo Prieto No. 1618-21 Col. del Valle México 12, D. F.	DIRECCION GENERAL DE OBRAS MARI TIMAS Insurgentes Sur No. 465-10o. Piso México, D. F.
30. SR. MANUEL OCAMPO RODRIGUEZ Alvaro Obregón No. 814-7 Cuernavaca, Morelos	COMISION DEL RIO BALSAS Av. Universidad s/n Ahuacatitlán, Morelos

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 8 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 ) 2o. GRUPO

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
31. ING. J. APOLINAR PARDO M. Pernambuco No. 731 Col. Lindavista México, D. F.	FOMENTO DE OBRAS Y EDIFICACIONES, S. A. Monterrey No. 89-6o. Piso México, D. F.
32. SR. RUFFO PEREZ GALICIA Galeana No. 53 Tlahuac México, D. F.	CONSTRUCTORA METROPOLI Quintana Roo No. 92- P.B. México, D. F.
33. ARQ. SERGIO MIGUEL PEREZ LOPEZ Donceles No. 48-9 México 1, D. F.	C.I.A.M.E.S.A. Rumania No. 40 Col. Portales México, D. F.
34. ING. ADOLFO GUILLERMO RAMIREZ R. Av. El Rio 58-D-108 Villa Coapa México 22, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-501 México 5, D. F.
35. ING. MIGUEL ANGEL REGEL NAVA Norte 81-A No. 476 Col. Electricistas México 16, D. F.	SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTEN CIA Oaxaca No. 58-2o. Piso México, D. F.
36. ARQ. ROBERTO ROSAS LOPEZ Cedro No. 90 Sta. Monica Edo. de México	I.N.D.E.C.O. Niños Heroes No. 139 México, D. F.
37. ING. GUILLERMO RUBIO FANO Salvatierra No. 37 México 20, D. F.	COMITE TECNICO DEL FIDEICOMISO DE LA CONSTRUCCION DE CASAS PARA OBREROS DE LA INDUSTRIA AZUCARE RA Plaza de la República No. 30-8o. Piso México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 8 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 2o. GRUPO

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
38. SR. LUCIANO RUBIO JIMENEZ Monte Miravalle No. 1 San Lucas Xochimanca Xochimilco, D. F.	INAR, S. A. Arquímidez No. 3 México, D. F.
39. ING. VICTOR MANUEL RUIZ REYES Cruz del Sur No. 64 Col. Prado Churubusco México 13, D. F.	PETROLEOS MEXICANOS Marina Nacional No. 329 México, D. F.
40. ARQ. HERMILO SALAS ESPINDOLA. Dr. Enrique González Martínez No. 8-1 México, D. F.	CONSTRUCTORA TLACOPAC, S. A. Av. Insurgentes Sur No. 1877 Desp. 202 México, D. F.
41. ING. MANUEL SALCEDO ESPERON Gemelos No. 16 Col. Prado Churubusco México 13, D. F.	COMITE TECNICO DEL FIDEICOMISO PARA CONSTRUCCION DE CASAS PARA OBREROS DEL SINDICATO DE LA INDUS TRIA AZUCARERA Plaza de la República No. 30-8o. Piso México, D. F.
42. ARQ. RICARDO VALLE LOMELIN Paris No. 103 Fracc. Valle Dorado Tlalnepantla, Edo. de México	INDECO Niños Heroes No. 139 Col. de los Doctores México, D. F.
43. ING. JAVIER VELEZ LEAL San Borja No. 1002-301 México 12, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14-6o. Piso México 5, D. F.
44. ING. CARLOS ZORRILLA DE LA TORRE Edif. 4 Dpto. 302 Villa Olimpica México 22, D. F.	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRA MA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS Fresnos No. 380 Col. Florida México 20, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 8 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 ) 2o. GRUPO

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

45. SR. JAVIER ZUBIRAN AGUILAR  
Cerro de la Luz No. 195  
Col. Romero de Terreros  
México, D. F.

M. G. PROMOCIONES Y CONSTRUCCIONES,  
S. A.  
Arquimedes No. 3-5  
México, D. F.



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 3 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |   |   |
|---|---|
| 1. SR. ISMAEL ANCONA QUINTANA<br>Av. Granjas No. 183<br>Cd. Jardín Azpeitia<br>México, D. F.                    | A.V.C. CONSTRUCCIONES, S. A.<br>Manzanillo No. 109<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.        |
| 2. SR. PEDRO BARRERO COBO<br>Gabino Barreda No. 19<br>México, D. F.   | SOLUM, S. A.<br>Minería No. 145<br>Col. Escandón<br>México 18, D. F.                      |
| 3. ING. OVIDIO BOTELLA CAMPOS<br>Fuente de las Pirámides No. 292<br>Col. Lomas de Tecamachalco<br>México, D. F. | TECNICOS ASOCIADOS, S. A.<br>Av. Juárez No. 157-105<br>México, D. F.                      |
| 4. ING. BENITO CASTAÑEDA MIRANDA<br>Miguel Lerdo de Tejada No. 62-7<br>Azcapotzalco<br>México 16, D. F.         | SECRETARIA DEL PATRIMONIO NACIONAL<br>Insurgentes Sur No. 552-1er. Piso<br>México, D. F.  |
| 5. ING. ANTONIO CATTAN CATTAN<br>Emilio Castelar No. 185-9<br>México, D. F.                                     | ING. ALBERTO ACHAR<br>Alvaro Obregón No. 273-203<br>México, D. F.                         |
| 6. SR. MIGUEL CISNEROS TALAVERA<br>Meseta No. 190<br>México 20, D. F.   | CONSTRUCTORA ROMI, S. A.<br>Insurgentes Sur No. 1216-504<br>México, D. F.                 |
| 7. ING. ALVARO CORDERO BASAVE<br>Convento San Juan de los Lagos No. 116<br>México, D. F.                        | AMERCOAT MEXICANA, S. A.<br>Carr. Circunvalación No. 3999<br>Tlalnepantla, Edo. de México |
| 8. ING. AGUSTIN DAVALOS GARCIA<br>Primera Calle de Loreto No. 11<br>México, D. F.                               | ALTE CONSTRUCCIONES, S. A.<br>Tampico No. 42-401<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.          |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 3 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
9. SR. REYNALDO ESPINOSA GOMEZ Av. Anselmo de la Portilla No. 11 Col. Jardín Balbuena México 9, D. F.	
10. SR. HECTOR GALLARDO ROBLES Calzada de Tacubaya No. 172-D-25 México, D. F.	A.V.C. CONSTRUCCIONES, S. A. Manzanillo No. 109 Col. Roma México 7, D. F.
11. ARQ. SERGIO GALVAN SANCHEZ Aguilas No. 36 Fracc. Las Arboledas Atizapan de Zaragoza Edo. de México	ALTE CONSTRUCCIONES, S. A. Tampico No. 42-401 Col. Roma México 7, D. F.
12. ING. ROBERTO GRAVES LHOIST Czda. de Tlalpan 2849 EDB No. 402 México, D. F.	ING. MANUEL OLAGUIBEL Insurgentes Sur No. 1722-205 México, D. F.
13. SR. ALEJANDRO GUTIERREZ ALCANTARA ORGANIZACION DE INGENIERIA CIVIL, Norte 81 No. 227 Col. Clavería México 16, D. F.	S. A. DE C. V. Av. Insurgentes Sur No. 1883-3er. Piso México, D. F.
14. ARQ. RODOLFO R. HERNANDEZ B. Circuito Actores No. 32 Cd. Satelite Edo. de México	CONSTRUCTORA DIARMA, S. A. Viaducto Miguel Aleman No. 213-B Col. Roma Sur México 7, D. F.
15. ING. EDUARDO HERNANDEZ G. Puebla 79 No. 9 Col. Roma México 7, D. F.	BANCO DE MEXICO, S. A. ( INFRATUR ) Isabel la Catolica No. 24 - 4o. Piso México, D. F.
16. ARQ. JOSE LUIS HERNANDEZ OROZCO Cerro de la Silla No. 28-101 Col. Campestre Churubusco México 21, D. F.	I.S.S.S.T.E. Av. Juárez No. 154 - 4o. Piso México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 3 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
25. ING. JORGE MOYA GARCIA Naranjo No. 159 México 4, D. F.	GUANOS Y FERTILIZANTES DE MEXICO Av. Insurgentes No. 1079 México, D. F.
26. ING. RAUL ORTEGA RUIZ Cerrada de Eugenia No. 14-1 Col. del Valle México 12, D. F.	TUNEL, S. A. Tepozotlan, México
27. ARQ. FERNANDO ORTIZ FLORES Gacela No. 51 Fracc. Boulevares México, D. F.	TECNICOS ASOCIADOS, S. A. Av. Juárez No. 157-105 México, D. F.
28. SRITA. MA. DEL SOCORRO PATIÑO V. Calle 5 No. 86-1 México, D. F.	CONSTRUCTORA LUI, S. A. Tanana No. 4 Local "A y B" P.B. México, D. F.
29. ING. ALBERTO PLANCARTE GAMEZ Av. Chapultepec No. 670 México, D. F.	CONSTRUCTORA COMAR, S. A. Calle Lagrange No. 217 Col. Polanco México 5, D. F.
30. SR. RAFAEL RAMIREZ RODRIGUEZ Av. La Garita Andador 17 No. 25 Villa Coapa México, D. F.	A.V.C. CONSTRUCCIONES, S. A. Manzanillo No. 109 Col. Roma México 7, D. F.
31. ARQ. JORGE RENNER M. Ometusco No. 30-9 México 11, D. F.	DESPACHO PARTICULAR Insurgentes Sur No. 540-501 México 7, D. F.
32. ARQ. BALTAZAR REYES LARA Aragón No. 68 Col. Alamos México 13, D. F.	OFICINA PARTICULAR Insurgentes Sur No. 1814 Desp. 301 Col. Florida México 20, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 3 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
17. ARQ. ANTONIO JAUREGUI J. Cda. de Margaritas No. 19 México, D. F.	CONSTRUCTORA J.C., S. A. Oklahoma No. 112-3er. Piso México, D. F.
18. ING. HELMUTH LAU NADER Calle 19 No. 104 Col. San Pedro de los Pinos México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
19. ING. MARIO LOPEZ CORREA Hidalgo Pte. No. 24 Zitácuaro, Mich.	CIA. CONSTRUCTORA "LA VICTORIA Y ASOCIADOS, S. A." Sevilla No. 30 México 6, D. F.
20. ING. FRANCISCO J. LOPEZ DOMINGUEZ Real del Monte No. 22 México 2, D. F.	C.T.S. CONCRETOS, S. A. Manzanillo No. 109 Col. Roma México 7, D. F.
21. ING. ROGELIO LOPEZ FIGUEROA Luis Moya No. 75-1 México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
22. ING. MANUEL M. LUGO MEDINA Norte 24-A No. 28 Col. Industrial México 14, D. F.	SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIO NAL Lomas de Sotelo Dirección General de Ingenieros México, D. F.
23. ING. FERNANDO D. MAS CONDES Miguel Laurent No. 918 - 601 Col. Vertiz Narvarte México 13, D. F.	D.D.F. DIRECCION GENERAL DE PRO MOCION DE LA HABITACION POPULAR Av. San Antonio Abad No. 231 - 2o. Piso México, D. F.
24. ING. CARLOS MORALES México, D. F.	ING. MANUEL OLAGUIBEL Insurgentes Sur No. 1722-205 México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION  
( DEL 3 DE NOVIEMBRE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1972 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
33. ING. JORGE RIOS Y VALLES ALCAZAR Rochester No. 50 México, D. F.	BANCO DE MEXICO, S. A. (INFRATUR) Isabel la Católica No. 24-4o. Piso México, D. F.
34. ARQ. SALVADOR RIVERO GOMEZ Cerro de la Mano No. 42 Col. Romero de Terreros México 21, D. F.	CIA. CONSTRUCTORA DINAMICA, S.A. Av. Revolución No. 1209-3er. Piso México, D. F.
35. ING. LEOPOLDO SALAZAR TORRES Fresno No. 91 Col. Santa María La Rivera México 4, D. F.	TECNICOS ASOCIADOS, S. A. Av. Juárez No. 157-105 México, D. F.
36. SR. AGUSTIN SANTIN CARMONA Av. Veracruz No. 129 Col. Progreso México 20, D. F.	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRAMA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUELAS Fresnos No. 380 Col. Florida México 20, D. F.
37. ARQ. ANTONIO ADRIAN TAMARIZ A. California No. 112 México 12, D. F.	
38. ING. FAUSTINO VALVERDE VILLAGOMEZ Zamora No. 71-3er. Piso Col. Condesa México 11, D. F.	GOMEZ Y VALVERDE, S. A. Av. Oriente 233 No. 150 Col. A. Oriental México, D. F.
39. ARQ. LUIS VAZQUEZ GALLO REAL Transmisiones No. 86 Lomas de San Angel Inn. México, D. F.	CONSTRUCTORA DIARMA, S. A. Av. Viaducto Miguel Aleman No. 213-B México, D. F.
40. SR. ARTURO VAZQUEZ VARGAS Suchil No. 109 Edificio "H" 304 Col. El Rosario Coyoacan México, D. F.	CONSTRUCTORA LUI, S. A. Tanana No. 4 Local "A y B" P. B. México, D. F.

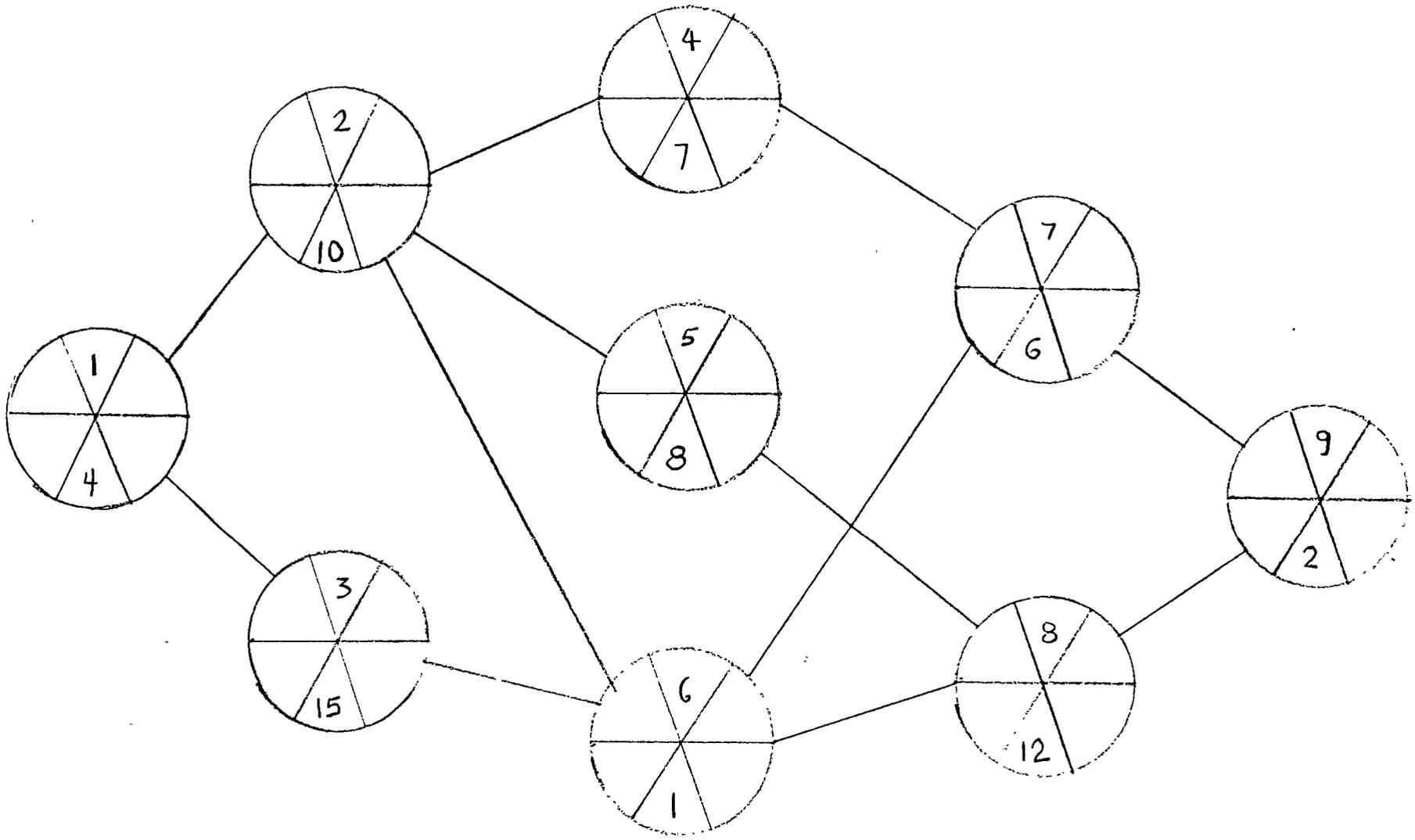


Act.	Normal		Crash		\$/f	Días x reducir
	t	¢	t	¢		
1	4	150	3	165	15	1
2	10	160	7	190	10	3
3	15	140	13	160	10	2
4	7	145	8	150	5	1
5	8	130	5	175	15	3
6	1	200	1	200	-	-
7	6	140	8	180	20	2
8	12	110	11	115	5	1
9	2	120	2	120	-	-

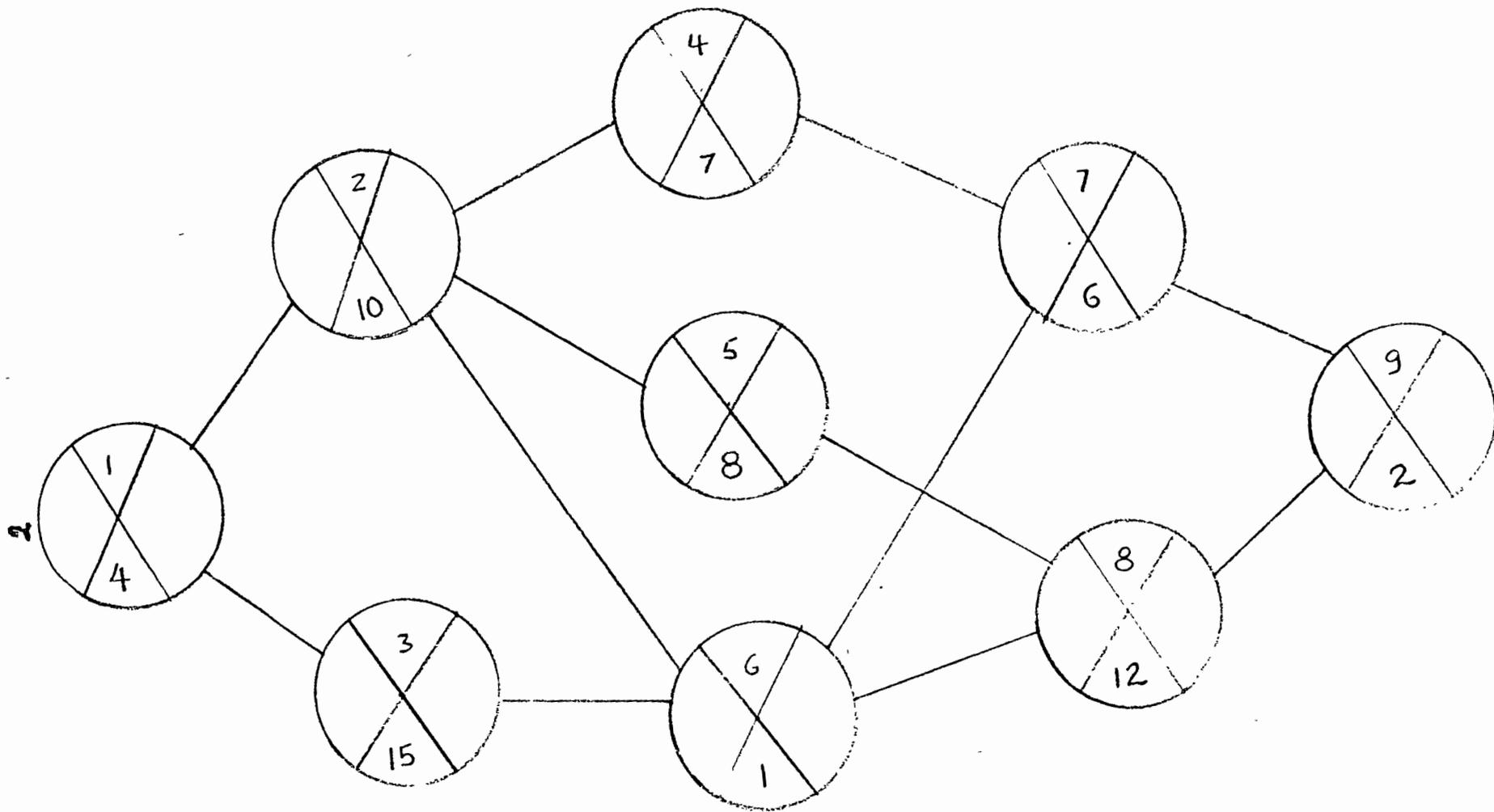
$$E = 1,295$$



1









El método de la ruta crítica y su aplicación manual.

A continuación se resumen en forma escueta algunos puntos que se tratarán en la clase correspondiente al 3 de noviembre de 1972.

Utilidad del Método: instrumento importante en la planeación, programación y control de obras.

Su utilidad se limita cuando no se enfoca desde un punto de vista dinámico. Es necesario visualizar continuamente la situación real de la obra, para poder ir tomando decisiones a medida que se van desarrollando los trabajos y no tenerse que apegar siempre a las decisiones tomadas al inicio de la misma, sobre todo teniendo en cuenta la variación de condiciones y situaciones imprevistas que siempre se presentan en el campo de la construcción.

#### Aplicación manual del método

##### a) Ventajas

1. Obtención de datos en la obra sin tener que recurrir a la computadora
2. No involucra la presencia de un especialista para la aplicación del método
3. Ayuda en la comprensión real de la mecánica del método y de las suposiciones en la que se basa el mismo
4. No pasar por alto los errores que involucran las hipótesis en las que se basa el método
5. Obliga a juzgar las distintas situaciones que se van presentando y ayuda a valorar los resultados obtenidos.

## b) Limitaciones

1. Tiempo de cálculo y confiabilidad de los mismos, especialmente en programas muy complicados y voluminosos.
2. Monotonía en la reactualización de los datos del total del programa ocasionado por algún cambio de alguna actividad en particular.

## Desarrollo del método

Para su estudio puede dividirse en 3 fases:

Fase I : Construcción de la red de actividades

Fase II: Tiempo y datos conexos

Fase III Relación costo-tiempo

Fase I. Consiste en representar gráficamente las actividades por realizar y su inter-relación.

La validez y utilidad de todos los resultados obtenidos a través de la aplicación del método serán en función de la realidad y veracidad de lo expresado en la red.

Hipótesis en las que se basa:

1. Cada actividad es independiente de las demás
2. Cada actividad es indivisible, esto es, que tiene que estar terminada al 100% una actividad para poderse iniciar la que sigue.

Notación:

- a) "Flechas" Cada actividad está representada por una flecha.
- b) "Círculos" Cada actividad está representada por un círculo.

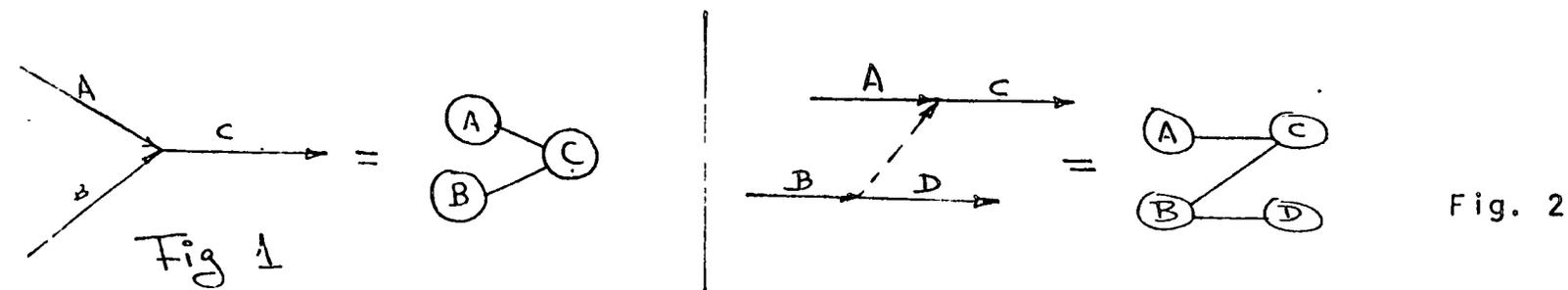
Fig.1

Ventajas de la notación de la "flecha": facilidad de programación para computadora.

Ventajas de la notación de círculos:

1. No existen actividades ficticias
2. Facilidad de corrección o modificación de la red
3. Facilidad de actualización y visualización del programa

Ejemplo: Se quiere representar en la Fig. 1 que después de terminada la actividad B se empezará la D (independiente de A).



Fase II. Se parte del establecimiento de una duración de ejecución de cada actividad de una forma "normal y económica" y otra duración "crash" que se supone es el mínimo tiempo en que puede ejecutarse cada actividad (su limitación es física y no económica).

Definiciones y nomenclaturas:

ES: (earliest start) inicio más temprano

EF: (earliest finish) terminación más temprana

LS: (latest start) inicio más tardío

LF: (latest finish) terminación más tardía

TF: (total float) holgura total

FF: (free float) holgura libre

IF: (interfering float) holgura con interferencia

$lag_{A-B}$ : diferencia entre el inicio y la terminación de 2 actividades A y B.

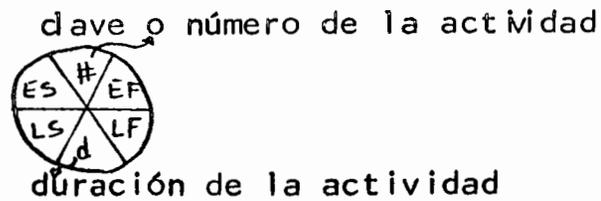


Fig. 3

Cálculo de:

$$(ES)_B = \text{mayor } (EF)_{A_i}$$

$$(EF)_B = (ES)_B + (\text{duración})_B$$

$$(LS)_B = (LF)_B - (\text{duración})_B$$

$$(LF)_B = \text{mínimo } (LS)_{C_i}$$

$$\text{lag}_{B-C_i} = (ES)_{C_i} - (EF)_B$$

$$(TF)_B = (LF)_B - (EF)_B = (LS)_B - (ES)_B = FF + IF$$

$$(FF)_B = \text{menor } (\text{lag})_{B-C_i}$$

$$IF = TF - FF$$

Representación de resultados en diagrama de barras:

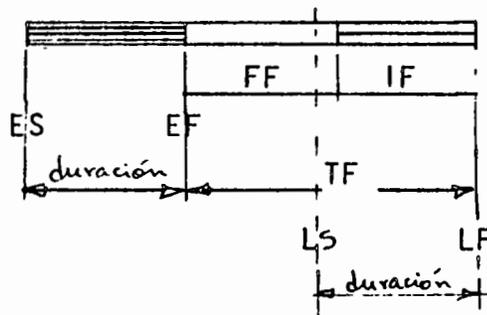


Fig. 5

Fase III. Relación tiempo-costos

Hipótesis:

La variación tiempo-costos es lineal para cada actividad

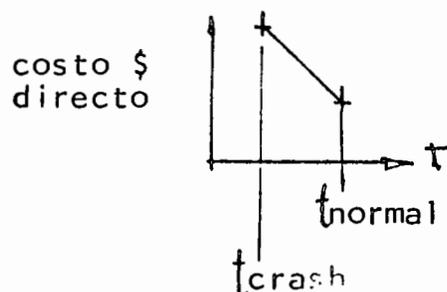


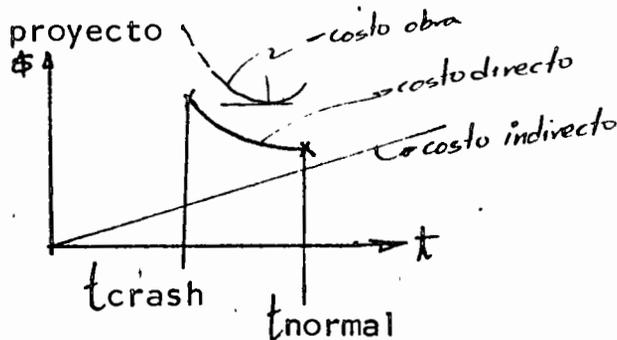
Fig. 6

Realidad.

1. La variación tiempo costo no es continua
2. Las actividades no son independientes

Objetivo: obtener la curva costo directo-tiempo mínima para la realización de un proyecto

Fig. 7



Datos necesarios:  $t_{\text{normal}} \rightarrow \$ \text{ normal}$  } para cada actividad  
 $t_{\text{crash}} \rightarrow \$ \text{ crash}$  }

Obtención de la curva costo directo mínimo-tiempo

1. Hacer una revisión de la asignación de recursos con base a los datos calculados en la fase II.
2. Acortar la duración del tiempo total de la ejecución de la obra siguiendo las siguientes reglas.
  - a) Que la reducción se haga en la duración de una actividad crítica o una combinación de ellas.
  - b) Que la actividad o combinación de actividades seleccionadas puedan físicamente reducirse ( $t_{\text{crash}} < t_{\text{normal}}$ )
  - c) Que la actividad o combinación de ellas no dejen de ser críticas
  - d) Que la actividad o combinación de actividades por reducir, tengan la menor pendiente tiempo-costos.
3. El proceso descrito en el inciso anterior es repetitivo hasta llegar al  $t_{\text{crash}}$  de la obra en conjunto.

## Bibliografía

1. A non-computer approach to the Critical Path Method for the Construction Industry. John W. Fondahl
2. Publicaciones de la revista "The Constructor" de noviembre y diciembre de 1961.
3. Methods for extending the Range of Non-Computer Critical Path Applications. John W. Fondahl.
4. A Basical Critical Path Method with introduction to several Special Applications. Robert C. Mc Lean
5. A computer program for the solution of the precedence diagram using Critical Path Methods. C. Wilson Baker.

Ejercicio: Con los datos enlistados a continuación, desarrollar las 3 fases del método de la ruta crítica, incluyendo el programa de barras respectivo.

Operación	Debe seguir a la operación (es)	$t_n$	$t_{crash}$	$\$n$	$\$_{crash}$
1	-	5	5	\$ 1,500	1,500
2	-	15	10	7,200	8,000
3	-	30	18	8,400	9,000
4	-	20	14	2,100	2,700
5	1	12	8	1,400	1,560
6	1	6	4	800	1,200
7	5	24	20	6,800	7,800
8	6	8	5	1,000	1,240
9	6	4	3	600	900
10	2-6	10	7	3,000	3,450
11	7-8	11	8	2,500	3,580
12	5-9-10	9	6	1,800	2,700
13	3-10	14	10	2,600	3,320
14	4-10	21	15	8,400	10,800
15	12-13	10	6	1,900	2,140
16	13-14	12	10	1,300	1,400
17	11-14-15	7	5	700	840
18	16-17	3	3	500	500

Solución al ejercicio propuesto

	ES	LS	EF	LF	TF	FF	IF	Actividades Críticas.
1	0	2	5	7	2	0	2	—
2	0	3	15	18	3	0	3	—
3	0	0	30	30	0	0	0	✓
4	0	8	20	28	8	5	3	—
5	5	7	17	19	2	0	2	—
6	5	12	11	18	7	0	7	—
7	17	19	41	43	2	0	2	—
8	11	35	19	43	24	22	2	—
9	11	31	15	35	20	10	10	—
10	15	18	25	28	3	0	3	—
11	41	43	52	54	2	2	0	—
12	25	35	34	44	10	10	0	—
13	30	30	44	44	0	0	0	✓
14	25	28	46	49	3	0	3	—
15	44	44	54	54	0	0	0	✓
16	46	49	58	61	3	3	0	—
17	54	54	61	61	0	0	0	✓
18	61	61	64	64	0	0	0	✓

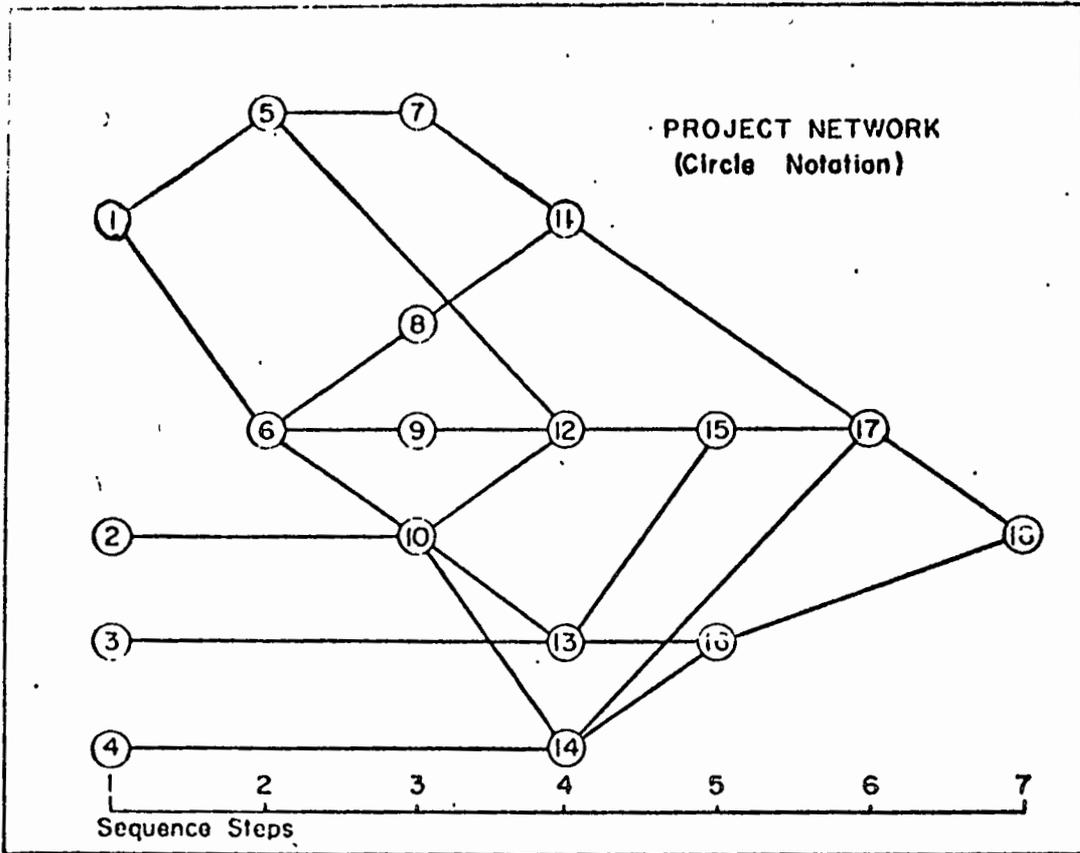


Figure 3

Fig. 1

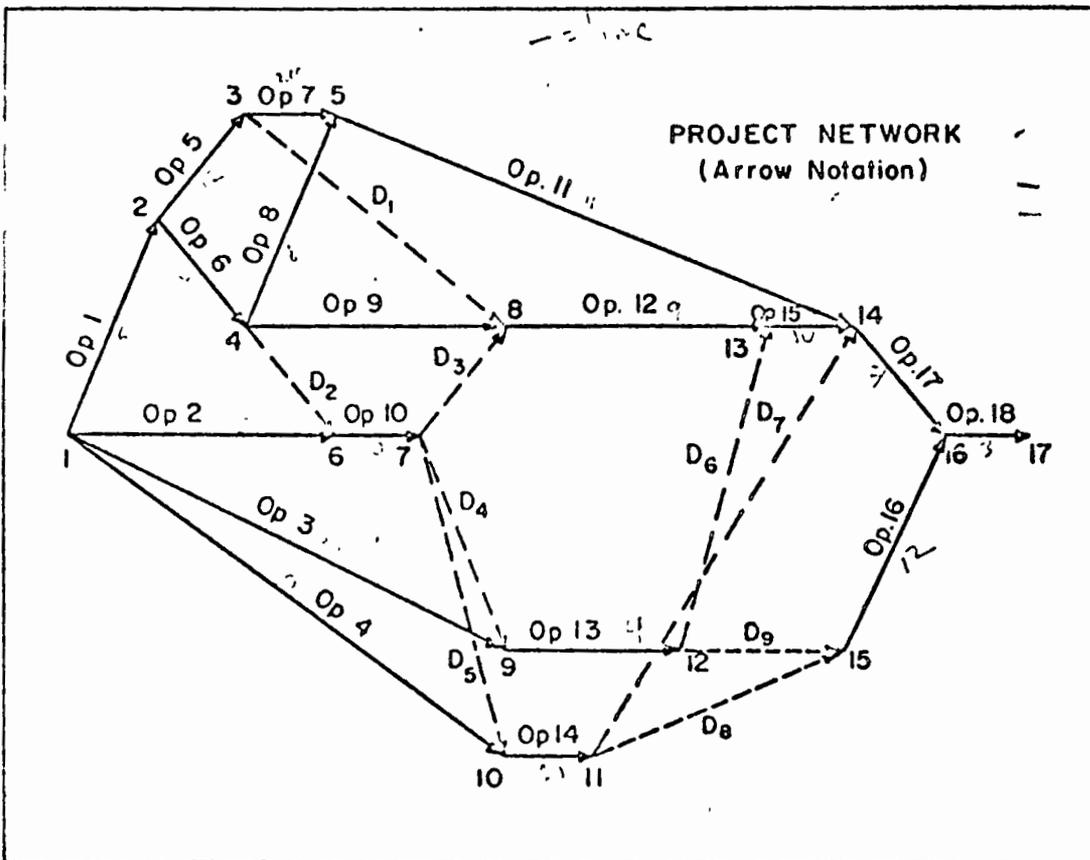


Figure 4

Fig. 2

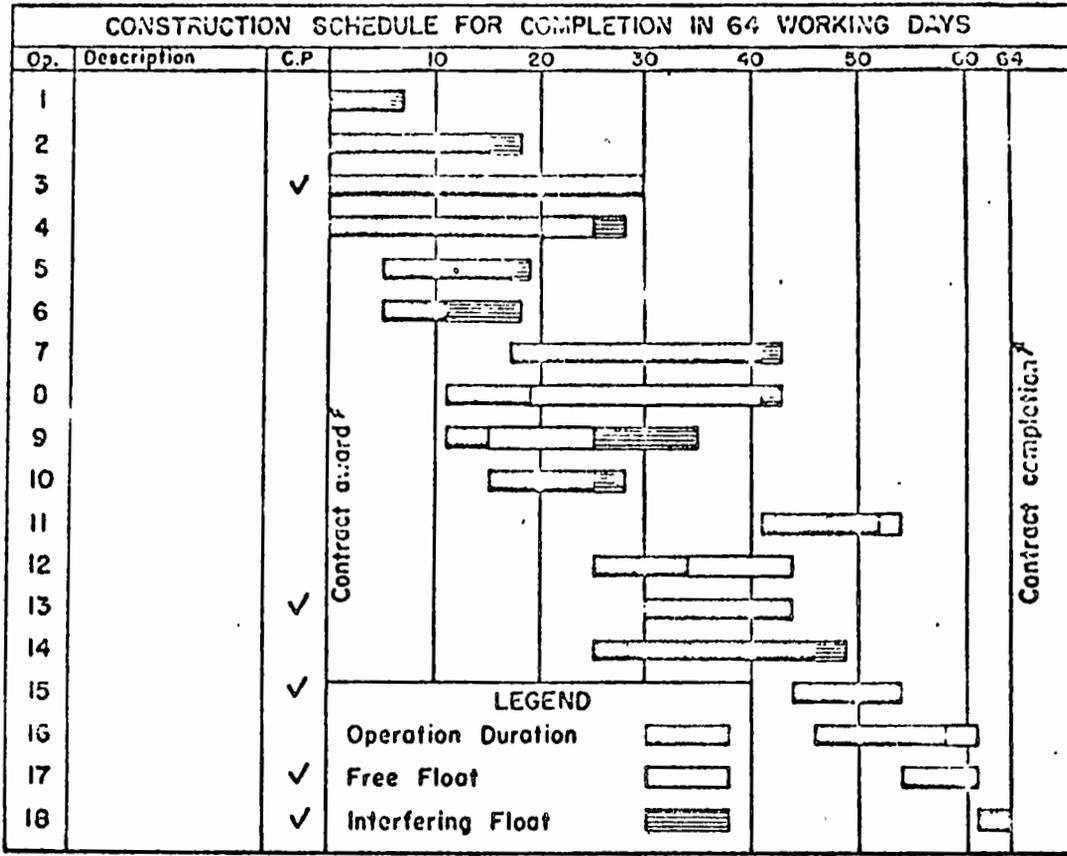


Fig. 3

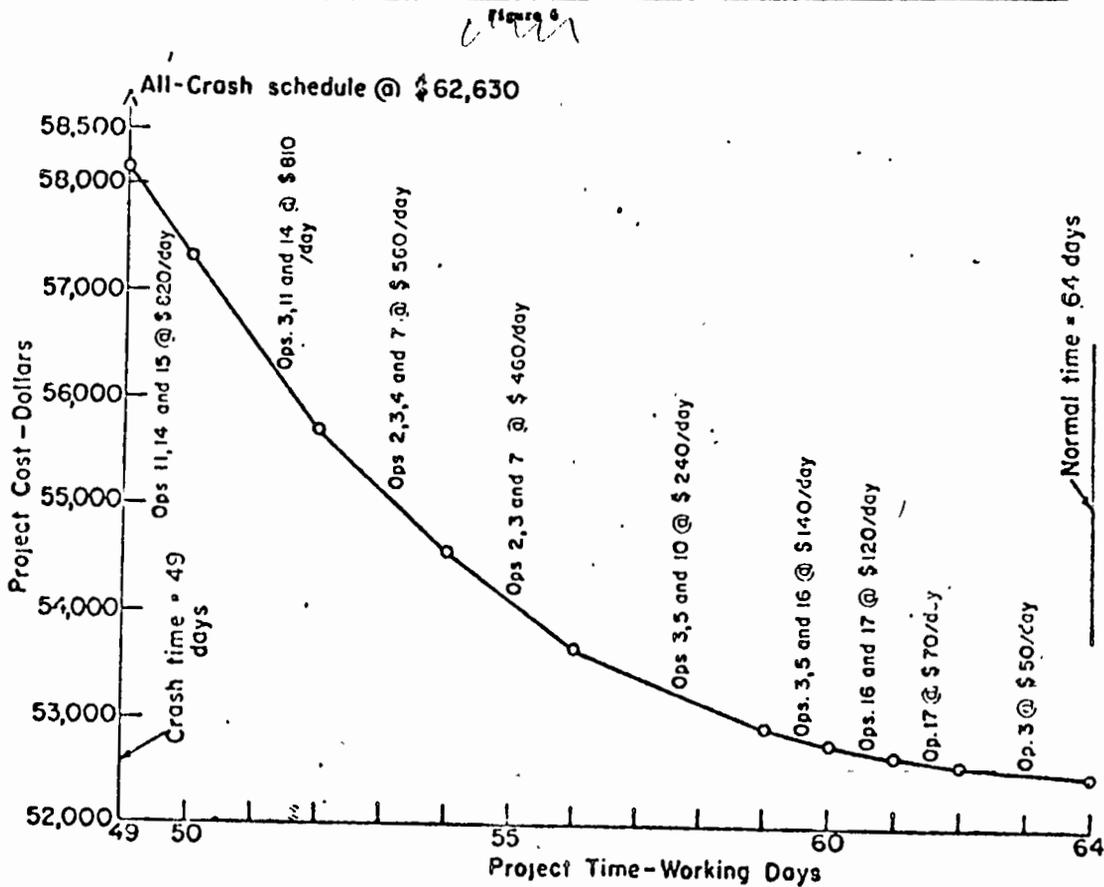
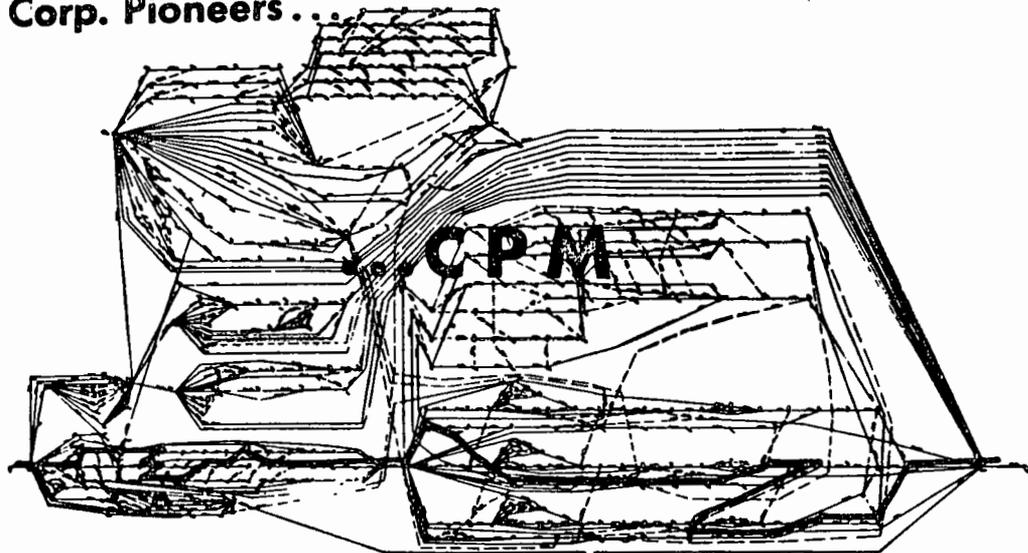


Fig. 4

Perini Corp. Pioneers . . .



## New Tool for Job Management

The time-tested bar graph for depicting construction schedules may be on its way out.

A straight line diagram that is more than a schedule—truly a project plan represented graphically—may be taking its place.

It's called the Critical Path Method, and it's a radically new tool for construction management for the planning, scheduling, estimating and control of engineering or construction projects.

It was first used by DuPont in early 1959 to schedule plant maintenance shutdowns. And just last month at Perini Corp's annual meeting in Boston, the method was introduced to top management by the managers of its Canadian companies, who have used it.

Acceptance of the method by the diverse and progressive Perini organization brings it from the specialized repetitive processes of plant maintenance and piping change-overs to the complex construction of buildings, as well as to heavy construction processes. It is also applicable to the planning of engineering design.

Perini managers listened with mixed feelings as their Canadian associates described CPM. Among the older construction stiffs present there was a tendency to shrug it all off as too complicated. For certainly it is complex at first introduction. But genuine interest was stirred among many; there's real enthusiasm among those who've used it.

Most important, top management in this top construction company sees a

real future for the use of the Critical Path Method. They're happy Perini Corp. has the jump on competitors with its use. Lou Perini himself is enthused.

Perini's people have learned all they know of CPM in the past year. The management method itself is only a couple of years old.

It all came out of a job that Remington Rand Division of Sperry Rand Corp. did for E. I. duPont de Nemours & Co. in 1957. James E. Kelley, Jr., who devised the method while with Rand in '57, is now with J. W. Mauchly of Mauchly Associates, Inc., in Ambler, Pa.

Mauchly Associates contacted Perini Ltd. just over a year ago. Robert Curry, who is area engineer for building construction in the Montreal area, took Mauchly's course in CPM, came back to Toronto impressed.

A few others in the Toronto office took a "crash" course in the method.

Mauchly's consulting service consists largely of instructing its clients in the application and advantages of the CPM method. Mauchly also takes on the formulation of time-cost curves and the programming of time-cost problems for electronic computation for its clients.

While Perini Ltd. was developing its handful of experts on CPM in Toronto, Perini Pacific Ltd. called Mauchly Associates to Vancouver, B. C., to study a heavy construction operation on its Port Mann Bridge foundations.

Faced with a February '61 completion date for bridge foundations, Perini had to speed up a pile-placing process it had under way using the Benoto drilling machine imported from France. This machine drills holes, places caissons, inserts piles and pulls the caissons.

This production cycle was analyzed, and it was shown that if a separate machine were put to pulling the caissons the cycle time could be cut from 36 to 27 hours. The time saving justified cost of the new machine.

Perini is not the only construction company using Mauchly's services.

The Parco Company Inc., a so-called job shop offering design and drafting services in New York City, tells its clients it has associated with Mauchly to do project planning by CPM.

Many other companies have expressed interest in the method for construction management. Mauchly lists among its clients Catalytic Construction Co., Foundation Co. of Canada Ltd., Lummus Co., and others.

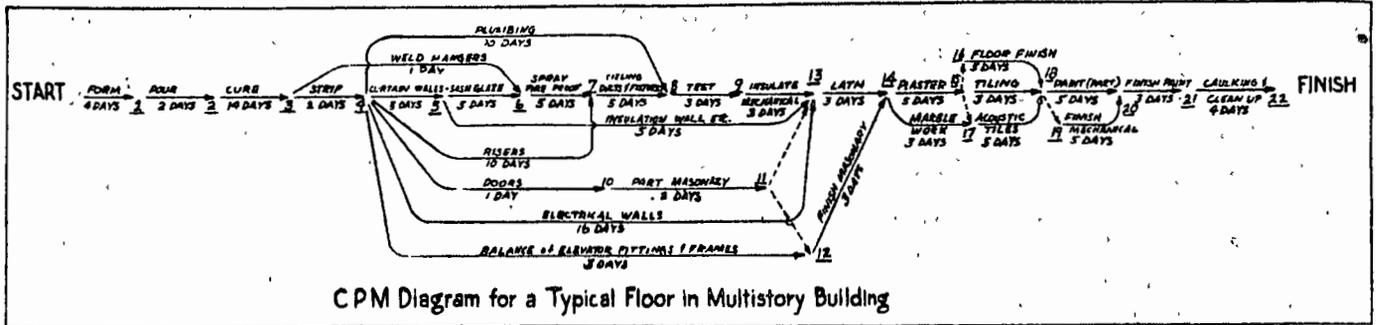
But Mauchly people say Perini is the construction organization to get most use of their services so far.

How many more will follow suit and how fast remains to be seen.

If others duplicate the Perini experience, the familiar bar chart is indeed to be displaced. Construction and engineering management is about to latch on to a shiny new tool.

(For how CPM works on a building job, please turn the page.)

# ... What CPM is and how it works for Perini in



**NEW LINE DIAGRAM** shows relationship of one task to another in the work of a typical floor.

## What is CPM?

Key to this technique of planning, scheduling, estimating and controlling complex construction jobs is a diagram made up of arrows, each arrow representing a specific job

The CPM diagram gets to be a fairly involved looking thing for, say, the construction of a multistory building. But then, the construction of a multistory building is no simple matter, and Perini people have found it's better to have an accurate, albeit complicated, sketch to indicate the procedure than to have no plan at all. And they consider the old bar chart hardly better than no chart at all when compared with the straight line sketches of CPM.

The diagram above is just a very small piece of the total CPM drawing for the 43-story structure Perini is building. The whole diagram covers a sheet 3x7 ft. But the whole thing is made up of many pieces that are not much different from this.

The total diagram for the building begins with lead time for work with drawings and specs, 20 days for building a construction office; 10 days for surveys; excavation, piles, footings, etc. It picks up with steel erection and goes right through all installation and con-

struction steps—through landscaping, final checkout and inspection—to completion on Aug. 15, 1962.

The beauty of the straight line diagram is that it can be made to show relationship of every task to every other (which the bar chart can't do.) And, most important, it can be made to show which jobs on the project are the critical ones, the ones that can affect completion time for the project. Only the jobs, from start to finish of a project, that relate to one another, each depending on completion of the one before it, can be critical jobs. It is the sum of the time the critical jobs will take that will be the total project time. It is the path that the lines representing these jobs take through the project's diagram that is the critical path from start to finish of project. Thus the name Critical Path Method.

## How does CPM work?

You draw an arrow from left to right, representing the first job to be done, and you label its left end 0 and its right end 1; that's job (0,1).

If another job can be started once (0,1) is finished, you draw another arrow from point 1, representing job (1,2).

Perhaps when this job is done there are three other things that can be started. You draw three arrows out from point 2 to represent jobs (2,3), (2,4) and (2,5).

And so you go.

It's simpler than it sounds and looks at first. Perini men who have learned it were quick to get the hang and find it easy to read.

Actually, the diagram is only the beginning. It's the model by which you can see the jobs to be done to get a complicated project finished.

Next step is to give the model scale by introducing time and cost for doing each job on the project. You simply go through your diagram, putting down the time each job normally should take and what you estimate it should cost to do each job in the specified amount of time.

With each job given its time scale,

the jobs that control time needed for the project as a whole add up to total project time.

It's obvious that only by cutting the length of time for the jobs that are critical jobs can the project's completion time be shortened. You can check into the cost of speeding up jobs along the project's critical path to see if the time saving is worth the expense.

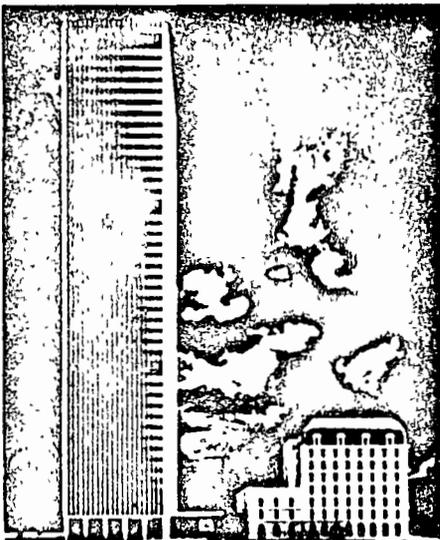
Here's where the computations can become complicated and the problem can best be done by a computer. CPM can be formulated for electronic computations, cost curves can be drawn for each job and for the project as a whole, so you can find out by computer just how much it would cost to speed up any part, or the whole project, to any given degree—and decide whether it's worth it.

Perini's people have not taken CPM to its ultimate.

Just to see how it would work they have had computed the cost of cutting 10 days' time off a given project. But they haven't put the mathematical possibilities of CPM to real use on building construction.

They've used it primarily "to see the job better."

Says Dennis Hinton, vice president

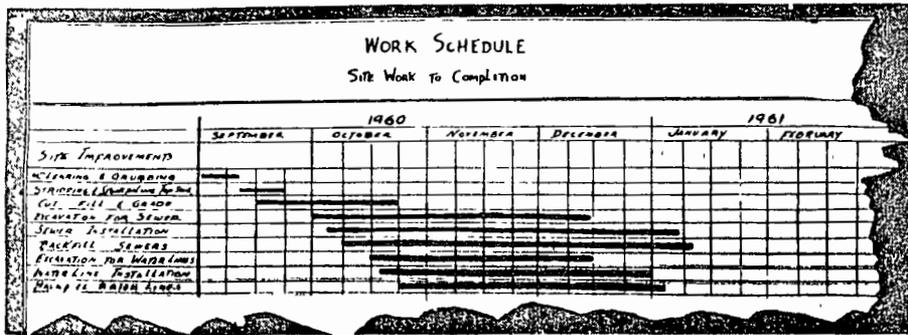


**NEW SKYSCRAPER**—CPM planned.



**LOU PERINI**—Old dog, new tricks.

# building construction



**OLD BAR CHART** is OK as a schedule, but has its limitations.

of Perini, Ltd., in Toronto "It's given us a finer appreciation of what's in a building. Due to all the manufactured components, building construction is a massive coordination job. Expediting goes way back into manufacturing.

"Experience in building work pays off, but new buildings involve new building products with which we have limited experience. Bar charts don't show

us these things. Neither does construction know-how."

Mr. Hinton speaks from the experience of having used CPM in the construction management of two or three different high rise buildings, which Perini, Ltd., has under way. On one skyscraper, he says, CPM has shown where certain things had to be expedited, it showed distinctly (what might

have been guessed) that structural steel erection was not as critical to the over-all schedule as how fast they could fireproof it.

Since Perini, Ltd., applied CPM to planning of the Montreal office building, it has used it on a couple of other building jobs and on a sewage treatment plant for purposes of making and submitting bids.

Perini people are convinced that using CPM during estimating to see the time element more accurately can be a great assist in bidding—as well as helping to assess indirect costs that run through the life of the job.

They point out also that the CPM diagram gives subcontractors a better picture of how their tasks relate to the whole project, what other jobs depend on theirs. It offers a "vehicle" for evaluating alternate strategies. It provides protection against "forgetting" any specific job. And, if the time elements are programmed for a computer, a new completion time for the most complex project can be figured after any schedule-disrupting delay occurs.

## Missile-Base Builder Wins Profit With Paper

- Paul Hardeman, Inc. backs over-run claims with volumes of documents and the Critical Path Method.
- This paper war, plus construction engineers who know aerodynamics, pulls profit from tough jobs.

Missile base contracts—red-ink gushers for some of the nation's largest and oldest construction companies—spew streams of black ink for Paul Hardeman, Inc.

The engineering-construction company, based at Stanton, Calif., jumped into missile-base work at Cape Canaveral in 1953 when volume totaled only \$15 million. From there, the corporation blasted off. Volume went to \$14.4 million in 1959, climbed to \$51.1 million in 1960, and in the first six months of this year, soared to \$38.6 million. This compares to first-half volume in 1960 of \$16.6 million.

Net profit after taxes jumped even more briskly—\$176,644 in 1959 to \$708,396 in 1960. And for the first six months of this year, net profit tallied \$695,705, as against net of only \$157,902 in the first half of last year.

To achieve such results in a specialty type of construction that for the most part painfully squeezed some old timers, management fought fire with fire—or more specifically—paper with paper. "We practically document the government to death," says Paul Hardeman, 46-year-old board chairman and president of the company.

The missile base program—complex and vast—operates under the headache-producing concept of concurrency. As the missiles are modified and redesigned, so are their bases.

Design changes—crates of them sometimes—roll into the offices of the contractors whose work forces and machinery dot work-sites measured in thousands of square miles. And from these design changes spring a nightmare of construction-procedure revisions that drain a contractor's capital—and profits.

Obtaining reimbursement on change orders at best chews up months, perhaps more than a year. And some contractors wonder if reimbursement ever will be made.

Mr. Hardeman concedes that the claims made by his company may not be paid any faster than the next contractor's—"they do come in slowly"—but he emphasizes the company has not yet gone to the U. S. Court of Claims. The government comes through with reimbursement.

"We make our claims stick," says Mr. Hardeman: "We prove our costs, documenting each change and its impact on future costs as remote as six months from the date of change."

This sun-tanned six-foot-plus engineer rather ruefully adds, "but to document our claims, we run a paper factory. We protect ourselves legally paperwise."

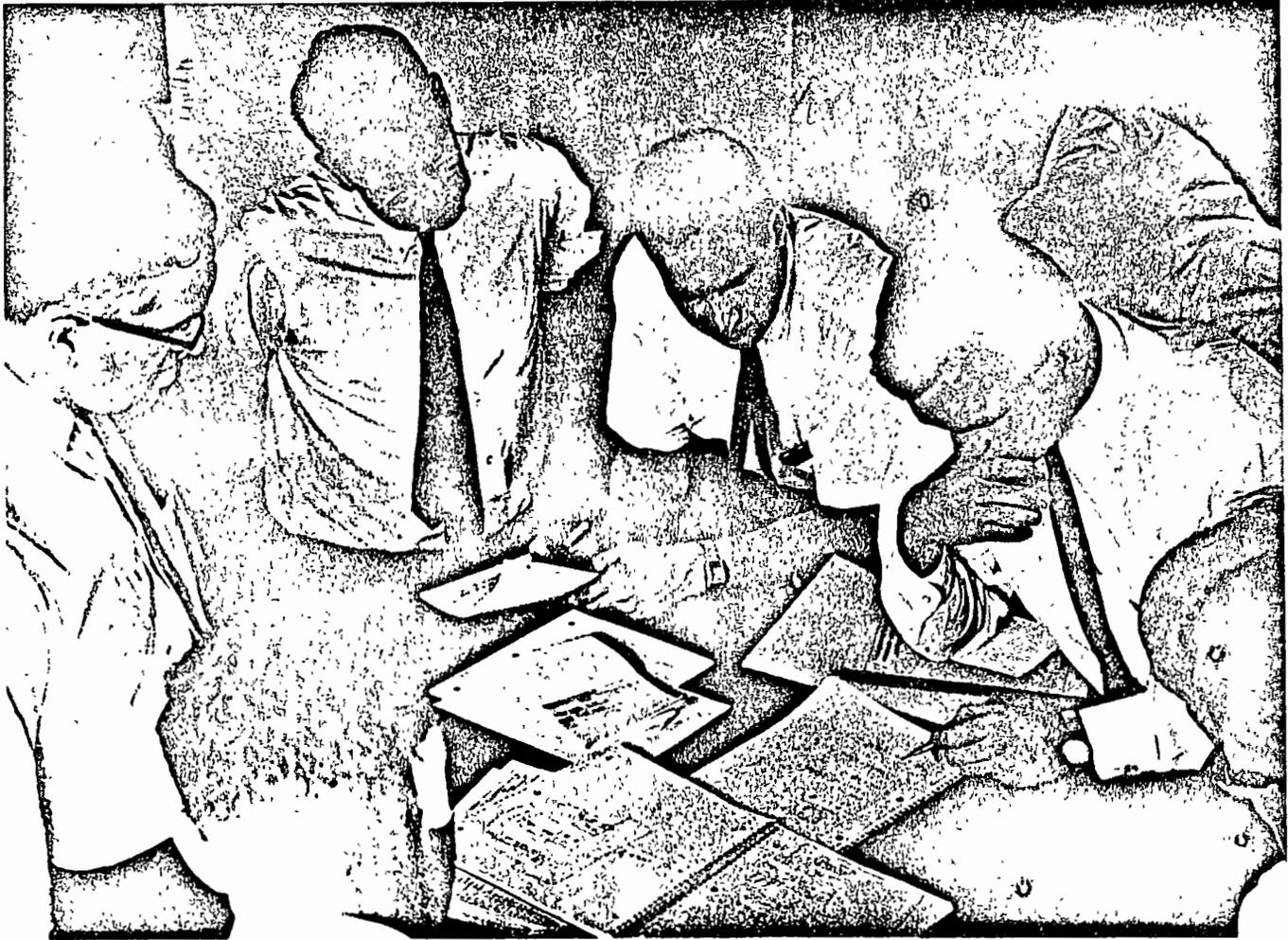
Mr. Hardeman believes that his company maintains a much larger home office staff and many more on-site paper handlers than the average contractor.

"I shudder sometimes when I walk through one of our project offices and see the number of people working in the office," says Mr. Hardeman. He blames the paper-work problem largely on the weapons system contractors.



**Base-Builder Hardeman**  
Runs a "paper factory," too.

(Continued on page 18)



In a one-week cram course at MIT . . .

## Builders Bone Up on Critical Path

An intensive, five-day course in Modern Methods in Construction Control last week drew 67 construction men to the Massachusetts Institute of Technology. They came from the eastern half of the U. S., Puerto Rico and Mexico. They paid a \$200 fee for the course.

What lured these students was the Critical Path Method, a new planning and scheduling technique that is beginning to supplant the crude bar charts conventionally used.

CPM comprises a network diagram of jobs, or "activities," represented by arrow-headed lines connecting "events," which are represented by circles. The critical path is the series of jobs that will take the longest time to go from the first event (project start) to the last event (project completion). The jobs on the critical path require the contractor's prime attention.

Five lecturers, headed by J. Lloyd Cutcliffe, instructor in MIT's civil engineering department, covered subjects ranging from authentic examples of construction planning to some esoteric mathematical theories. They quick-dipped the class into the mysteries of critical path scheduling, wrung the students out in a computer laboratory where they wrote and checked their own programs, and sent them home bearing a conscience-grating load of textbooks, manuals and notes.

Yet through the lively sessions, the class fought back with spirit, bombarding the lecturers with questions. There were no classroom snoozers in this bread-and-butter course.

The class chiefly comprised management men from general contractors (the best-represented group), government officials, industry representatives, college

professors planning to introduce CPM in courses, and engineers from consulting offices.

The class agreed that CPM is here to stay. Few would dissent from the description by lecturer Borge M. Christensen of General Electric Co., who called CPM "a Model T management tool—primitive, yet far advanced compared with the horse and buggy."

"CPM can give my company an edge," said Marc J. Pearlman, general manager of Sterling Engineering and Construction Co. of Providence. "We plan first to use it for scheduling contracted work, later for bid preparation."

Anthony J. Costanza, secretary-treasurer of the Costanza Contracting Co. of Pennsauken, N. J., has used CPM and plans to extend its use in contracted work. But because there are too many subcontractors and too many unknowns



**STUDENTS** get programming instruction . . .



write their own trial programs . . .



and get them checked by the computer.

in his kind of building, Mr. Costanza doesn't foresee use of CPM for bid preparation.

"I've found mistakes in my past use of CPM already," said Douglas M. McBean, a consulting engineer from East Rochester, N. Y., on the second day of the course. Mr. McBean, whose firm does industrial planning, finds CPM especially useful in plant conversion, where different parts of a building have to be ready at different times to suit production schedules.

Representatives of government agencies generally see CPM as a precise means of estimating realistic completion dates and controlling construction schedules. A group of Mexican engineers, headed by Carlos E. Tercero, technical adviser of the Federal Commission of Electricity, says that his government will probably require contractors on power projects to use CPM.

Somewhat less enthusiastic were contractors' representatives whose companies build for agencies writing CPM requirements in their specifications. One cynical project manager even saw CPM as a bigger club for owners to clout contractors with throughout the entire project.

• **Case histories**—The problem of educating field men in CPM arose in the first lecture by H. S. Dhillon, planning engineer with the Perini Corp. of Framingham, pioneers in the use of CPM (ENR Jan. 26, 1961, p. 25). Perini management is enthusiastic about CPM, and Perini's estimating and engineering divisions use it for almost every phase of their work. But the chief obstacles to extending the method through routine project coordination are the field men, who are unaccustomed to using schedules of any kind.

Mr. Dhillon reviewed his company's early experience with CPM, when it

enable Perini Pacific, Ltd., to accelerate by 25% a pile-placing operation on a tightly deadlined job. CPM identified the bottleneck, and Perini brought in special equipment to eliminate it.

Class members cited similar experiences. Jack L. Korb, project manager for A. J. Etkin Construction Co. of Oak Park, Mich., said that CPM enabled his company to discover inefficient use of carpenters. "We shifted surplus carpenters on column forms to stair-building and wall-forming where they were more productive," said Mr. Korb.

CPM enables Lummus Co., Newark, N. J., engineer-builders of process plants, to identify potential bottlenecks caused by late delivery of vital equipment, such as a vessel or a reactor, according to Stanley M. Shorr, construction engineer for the company.

• **No extra charge**—Some of the benefits of CPM come along with its main use as bonuses. CPM is an aid in training inexperienced engineers, according to Joseph J. Kudirka, of Radio Corp. of America.

"It takes a lot of experience to read between the lines of a bar chart," said Mr. Kudirka. "But a CPM schedule marks almost everything explicit. If a key civil engineer is out sick, a mechanical or electrical engineer can fill in, because the job is pictured so graphically."

Mr. Cutcliffe cited an even more unusual case of CPM: substantiating damage claims in court. He told of a case where a contractor was suing an owner for "undue acceleration." The owner allegedly pressured the contractor into accelerating a non-critical job, increasing the contractor's time and cost by requiring excavation during wet weather. CPM clearly established the non-critical nature of the excavation work, and thus the uselessness of requiring its premature completion.

• **Brave New CPM**—Though most contractors haven't reached the Model T stage of CPM, the students had a preview of the new models presently available and a preview of some models being developed.

Prospective refinements will extend CPM from the office further into the field. This will entail more frequent reports on job status, said Mr. Cutcliffe.

CPM will also extend into multi-project planning, enabling a contractor to allocate most efficiently his men and equipment to projects running concurrently.

For jobs too complex for mental computation, computer programs of varying sophistication are available. Lecturers reported on three of these: Charles L. Gold of International Business Machines, reported on IBM's LESS program; Mr. Christensen reported on General Electric's 225 Computer Program; and Mr. Cutcliffe reported on the critical path program developed at MIT.

Of these programs, the MIT program is most advanced. From an input data sheet of jobs, listed with preceding jobs and cost data, it will generate the information for plotting the whole network diagram, identify the critical path, and produce a spectrum of schedules between normal and "crash" time (the shortest possible time of completing a job).

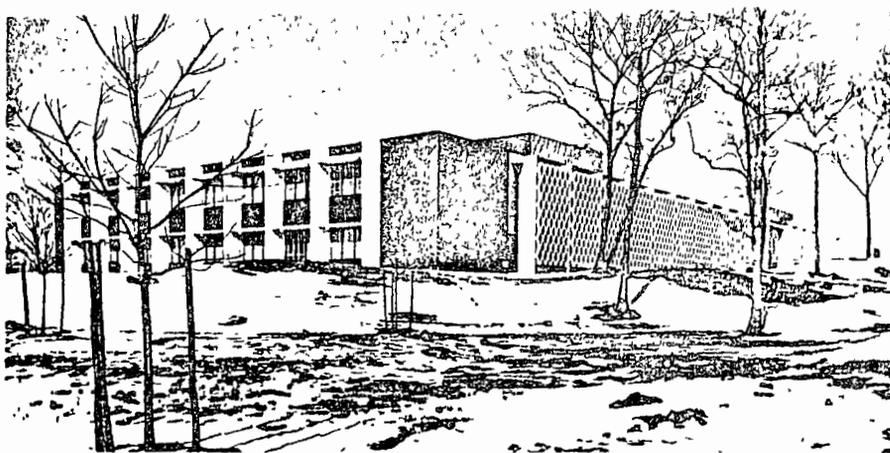
Additional input data in this program can produce output information extending to changing demands in manpower and equipment allocation. And a partly written extension of the program will add a continual project review, revising job costs, total project cost estimates, and completion dates.

Prof. Paul O. Roberts of the MIT civil engineering department lectured on FORTRAN language for preparing computer programs.





Critical Path Method was lab in San Jose, Calif.



LABORATORY in Poughkeepsie, N. Y., benefited from critical-path timing of purchases.

small (19,400-sq-ft, net usable floor area) headquarters for the Supplies Division in Dayton, N. J., to a large (320,000-sq-ft, net usable) office building for IBM Corporate Headquarters in Armonk, N. Y. The other two projects were product development laboratories at Poughkeepsie, N. Y., and San Jose, Calif.

Here is what we found, in general,

when critical-path scheduling was used:

- The contractor was forced to think the job through to completion, to provide us with sufficient information to set up the critical-path schedule. I do not mean that the contractor had not thought the job through to completion by his normal standards, this had been done. But now the details, especially those that arise in the later stages of

construction, were listed and charted.

- Subcontracts were completely identified in the total scheme of the projects and the interrelationships between the subcontracts and between each subcontract and the job as a whole were verified.

- Imminent operational problems were identified. In some cases the general contractor was alerted to prob-

Depending on the magnitude of the project, the arrow diagram may become increasingly complicated and may require several square feet for presentation.

Following its completion, the critical path is identified.

The critical path is the longest chain of events (in time) that exists between

the beginning and end of the project.

Assuming the time estimates for various jobs are correct, the critical path indicates the minimum time in which the project can be completed. If any of the jobs on the critical path take longer than anticipated, the total project will take longer, any shortening of the critical path will shorten total project duration.

Assuming the total time estimated is satisfactory, the information on the diagram is then converted into a schedule table (left). For a small project, this conversion, which involves only simple, repetitive arithmetic may be done manually. When the nodes begin to number in the hundreds, however, a computer should be employed.

Jobs not on the critical path show up as having certain degrees of "slack," or "float," time. This means that there is more time available to do these jobs than they require. They may be scheduled to start and finish so as to achieve optimum utilization of materials and manpower.

The principal difference between PERT and critical-path scheduling is the manner in which the time for the individual jobs is determined. In the construction industry, the times for jobs can be estimated with reasonable accuracy from past experience. In the Polaris program, in contrast, accurate estimates were frequently impossible, the estimated time was calculated from a formula involving the optimistic and the pessimistic estimates of times to do a job. Another difference between PERT and critical-path scheduling is in the format of the schedule table the computer prints out.

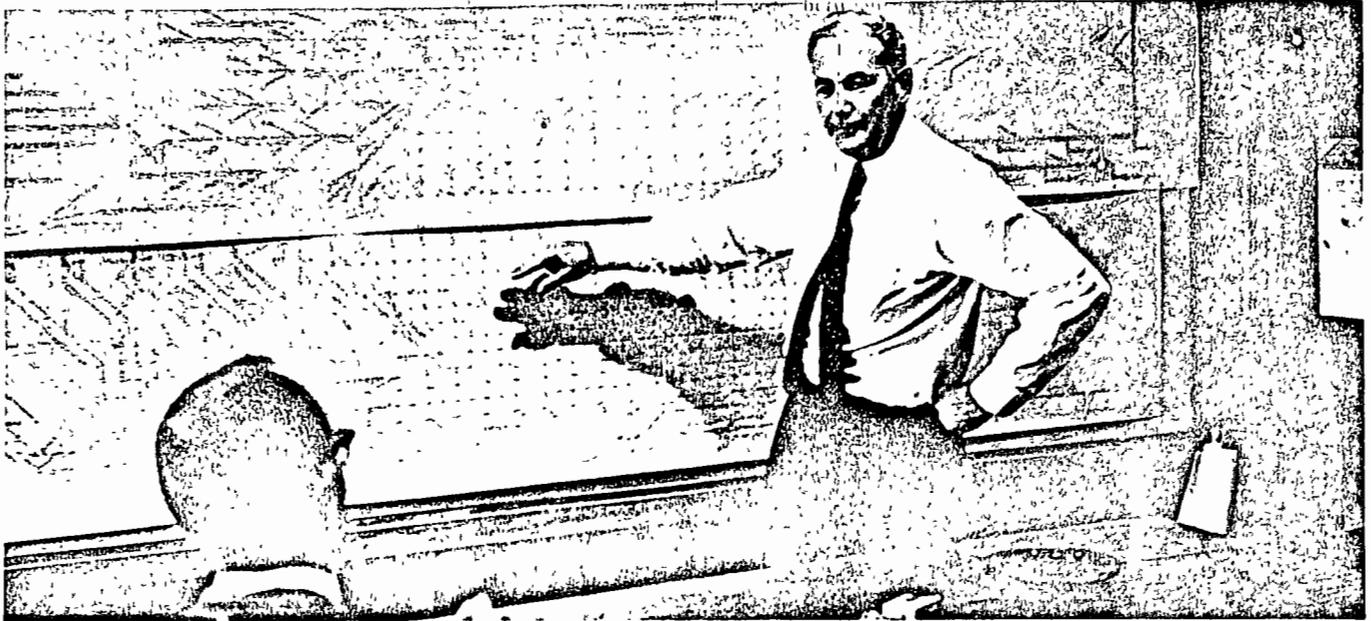
(Continued on page 21)

Part Schedule Table for Partitions\*

ACTIVITY I	J	D	START		FINISH		SLACK		DESCRIPTION
			EARLY	LATE	EARLY	LATE	TOTAL	FREE	
1127	1131	30	413	527	443	557	114	0	TUBES + DIFFUSERS
1128	1132	30	413	527	443	557	114	0	DIFFUSERS A. C.
1129	1133	30	413	527	443	557	114	0	SPRINKLER HEADS
1130	1134	30	443	527	473	557	84	0	RESILIENT FLOORS
1131	1134	0	443	557	443	557	114	30	DUMMY
1132	1134	0	443	557	443	557	114	30	DUMMY
1133	1134	0	443	557	443	557	114	30	DUMMY
1134	1135	2	473	586	475	588	113	0	FIRE HOSE + RACKS
✓ 1134	1136	21	473	557	494	578	84	0	DOORS + HARDWARE
✓ 1135	1137	0	475	588	475	588	113	29	DUMMY
✓ 1136	1137	10	494	578	504	588	84	0	INTERIOR GLAZING
✓ 1137	1138	20	504	588	524	608	84	0	PAINT + DECORATE
✓ 1138	1191	10	524	608	534	618	84	84	PUNCH LIST
1139	1143	30	478	493	508	523	15	0	ACOUSTICAL
1140	1144	30	478	523	508	553	45	0	TUBES + DIFFUSERS
1141	1145	30	478	523	508	553	45	0	A. C. DIFFUSERS
1142	1146	30	478	523	508	553	45	0	SPRINKLER HEADS
1143	1147	30	508	523	538	553	15	0	RESILIENT FLOOR
1144	1147	0	508	553	508	553	45	30	DUMMY
1145	1147	0	508	553	508	553	45	30	DUMMY
1146	1147	0	508	553	508	553	45	30	DUMMY
✓ 1147	1148	2	538	586	540	588	48	0	FIRE HOSE + RACKS
✓ 1147	1149	21	538	553	559	574	15	0	DOORS + HARDWARE
✓ 1147	1150	21	538	577	559	598	39	0	METAL PARTITIONS
✓ 1148	1152	0	540	588	540	588	48	33	DUMMY
✓ 1149	1152	14	559	574	573	588	15	0	MILLWORK
✓ 1150	1153	10	559	598	569	608	39	0	INT. GLAZING
1151	1670	0	602	618	602	618	16	16	DUMMY
✓ 1152	1154	20	573	588	593	608	15	0	PAINT + DECORATE
✓ 1153	1154	0	569	608	569	608	39	24	DUMMY
✓ 1154	1191	10	593	608	603	618	15	15	PUNCH LIST
1155	1159	30	493	493	523	523	0	0	ACOUSTICAL WORK
1156	1160	30	493	553	523	583	60	0	TUBES + DIFFUSERS
1157	1161	30	493	553	523	583	60	0	A. C. DIFFUSERS
1158	1162	30	493	553	523	583	60	0	SPRINKLER HEADS

\*NOTE - Checked events are derived from arrow diagram of metal-partition installation project. Numbers in I and J columns are nodes. D column gives number of days for each job.

## Men and Jobs



Haas & Haynie's Paul Bates says, "CPM means the end of a lot of double-talk on the job."

# CPM Enthusiasts Claim Bonus

IBM pushed Haas & Haynie Corp. into use of the Critical Path Method of construction scheduling by requiring it on its San Jose plant (ENR July 5, p. 34), and Haas & Haynie is grateful.

The San Francisco building contractor that was pushed into CPM early in 1961 is capitalizing on its knowledge of the method—wouldn't be without it.

As an early user of the method in its area of operations, Haas & Haynie claims a definite advantage in dealing with clients, with design engineers, and with subcontractors—and even with its own field personnel. Although CPM is primarily a method for analyzing construction projects to control their progress, this user claims other benefits.

- CPM forces the contractor to make a detailed analysis of the project and of the construction methods and equipment used.

Although this somewhat parallels estimating operations, it extends the estimate, giving more emphasis to construction techniques. Construction operations, as well as scheduling, can be improved by this detailed analysis.

Example: A materials elevator on a construction job, had to be moved during the course of the work. The original location and the timing of the move turned out to be somewhat less than ideal. This was a pre-CPM job and, according to Haas & Haynie, CPM analysis would have shown clearly the optimum location for the hoisting equip-

ment at all times during the course of the work.

- CPM has proven valuable in dealing with clients and prospective clients.

It builds prestige by indicating progressive thinking on the part of the contractor's management. More concretely, it can show the amount of money saved by optimum construction scheduling based on time-cost analyses, including analysis of indirect costs such as interim financing. In addition, the cost effect of all unpredictable events that occur during construction can be clearly shown by CPM analysis, making it an excellent bargaining tool. The effect not only of design changes but also of delays due to weather and labor strikes can be evaluated.

Increasing owner awareness of CPM is illustrated by a pre-bidding questionnaire received recently by Haas & Haynie. Among other things, the questionnaire asked for a statement of the contractor's knowledge of CPM. Haas & Haynie was one of six firms that qualified for the bidding and their eventual selection as contractor-consultant during the design phase of the project was due at least in part to their CPM experience.

- CPM gives the contractor the facts he often needs in dealing with designers.

Approval of shop drawings, shoring details and equipment installation drawings must be carefully scheduled to keep a construction job running smoothly.

Also design changes, if not carefully considered, may have disastrous effects on costs and scheduling.

Through CPM, Haas & Haynie has been able to show the design group exactly when approvals are needed and also help architects and engineers evaluate time-cost effects of changes and additions made during construction.

- CPM can improve relations with subcontractors and suppliers.

Although subs and suppliers may not always understand CPM scheduling, Haas & Haynie has found that they

## Haas & Haynie Corp.:

Haas & Haynie Corp. is a California general contractor in the building construction field. It uses the Critical Path Method (CPM) of construction scheduling not only to control progress of the work, but also as a sales tool with clients and as a means of convincing superintendents and subcontractors of the importance of meeting schedule commitments.

The corporation was established by Edward T. Haas and Robert M. Haynie. Mr. Haas chairman of the board, is a member of a pioneering California construction family, who brought engineering and construction knowledge to the firm. His father organized Haas Construction Co. in 1898. Mr. Haynie, cor-



More work than a bar graph but General Manager Leo Gosliner figures CPM reduces Costs.

## Benefits

are so impressed by the work put into developing the schedule that arguments are eliminated and cooperation is greatly improved. In addition, the subs have found that the job is ready for their men and materials on schedule and that they can complete their work smoothly and efficiently.

- CPM helps in the management of field personnel.

Haas & Haynie found some field resistance to CPM scheduling. Details of construction, which superintendents formerly scheduled "by the seat of their

pants," are now carefully scheduled for them by office men—and to some extent by machines.

Job superintendents quite naturally resented CPM at first. However, jobs are going so smoothly under "the method" that this resentment is slowly changing to respect. Before developing the CPM network for a particular project, construction managers discuss procedures in detail with the superintendents who will oversee the field work. This not only lowers the superintendent's resistance to CPM, it also educates him in its use.

- Developing the diagram—Haas & Haynie now uses critical path scheduling on all projects.

On a typical job, the construction

manager discusses the work with the general manager before starting a CPM analysis. This includes a careful review of the project cost estimate to get a clear picture of construction techniques assumed by the estimator. At the same time, the work is discussed with the field superintendent to get his ideas.

The CPM network development is then performed by one or more of three company men presently qualified for this work. (One of their construction managers was trained in CPM by Mauchly Associates, Inc., in Ambler, Pa.—see ENR Jan. 26, 1961, p. 25—and he in turn is training others in the firm.) Each network event is assigned a number, a duration and a written description for use in time-cost studies.

(Continued on page 21)

## Builders With a New Sales Tool

poration president and an attorney by training, furnished experience in the financial and developmental aspects of construction.

Leo S. Gosliner is executive vice president and general manager, responsible for operations.

Most of the firm's work is in building construction. It has an annual construction volume of some \$40 million. About 50% of this comes through competitive bidding, and the balance is divided between negotiated work and lease-back projects. Much of H&H's work has been in California and recently in Hawaii, but it has worked on major building construction projects throughout the U.S.

In recent years the company has ac-

quired a considerable equity in some of the properties it has built. Through lease-back arrangements it is now landlord to such substantial tenants as General Motors Corp., General Electric Co. and Pacific Telephone & Telegraph Co.

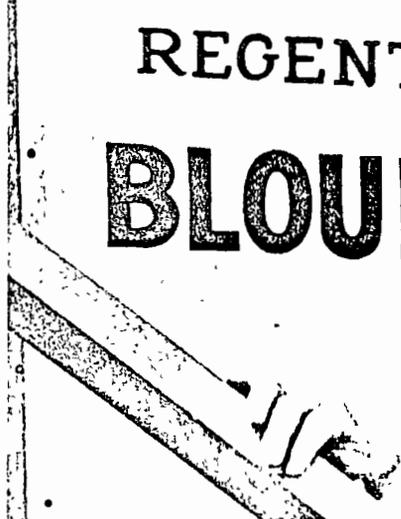
In 1959 Haas & Haynie purchased a 10% interest in Sheraton Hawaii Corp., which owns four major hotels and adjacent acreage in Hawaii. With this 10% interest the builder acquired the right to handle a development program on the unimproved acreage and has since constructed a number of buildings in Hawaii for this Sheraton corporation.

Haas & Haynie's headquarters is in San Francisco with regional offices in Los Angeles and Hawaii.



Edward Haas and Robert Haynie  
"Owners are impressed."

# GEORGIA INSTITUTE OF REACTOR PRO. REGENTS OF THE UNIVERSITY S BLOUNT BROTHERS CO MONTGOMERY, ALA NTR



41-year-old Red Blount hit the big-time fast with . . .

## Unusual Jobs, Unusually Managed

"Is it a screwy job—something that's never been done before? If it is, you can bet Blount Brothers will bid it."

That's a company-man's reply to a query about intentions to bid a first-of-its-kind space-simulator chamber

Blount Brothers Construction Co., Montgomery, Ala., has built itself to a \$24 million net worth company on "screwy" jobs. And outstanding contracts this year, totalling \$102 million, are almost 100% unusual jobs.

The bidding of off-beat jobs forms a large part of the success formula of Blount Brothers' president, 41-year-old Winton M. Blount (Red to those who know him).

Red Blount (rhymes with stunt) says, "More and more, we've decided that it's more profitable to do the unusual jobs. We feel we can get more return for our effort on the more complicated work. And we can do the jobs, because we think we've got the smartest people in the business working for us."

Blount Brothers' type of jobs stretch in a long line, back to 1951 when the company contracted to build a hyper-some wind tunnel complex at Arnold Engineering Development Center in Tennessee. Since then, it has tackled nuclear-reactor construction at Oak Ridge, an \$11 million, indoor ocean for the Navy at Carderock, Md.; a grain elevator in Pascagoula, Ala.; Georgia Tech's nuclear reactor; the free world's largest rocket test silo at Arnold Engineering Development Center, Tenn.; and a launching complex at Cape Cana-

veral that includes a 400-ft-high steel tower that moves on rails (see photos).

• From post-war beginnings — Red Blount's contracting career started soon after he and his brother, Houston, returned from World War II. Their father had died during the war, leaving them assorted small business assets including a sand, gravel, and building materials business.

The sand and gravel trade was at a low ebb in 1946, and Red always was more of a builder than a salesman, anyway. One day on a trip to Atlanta to look over war-surplus equipment, he picked up a real bargain on four tractors and four scrapers—\$28,000 worth.

"What in the hell are you going to do with that stuff?" was brother Houston's reaction.

Replied Red: "We're going into the contracting business."

The first big contracts landed were for building fish ponds. Before long, they were bidding grading and base subcontract work on Alabama highway jobs.

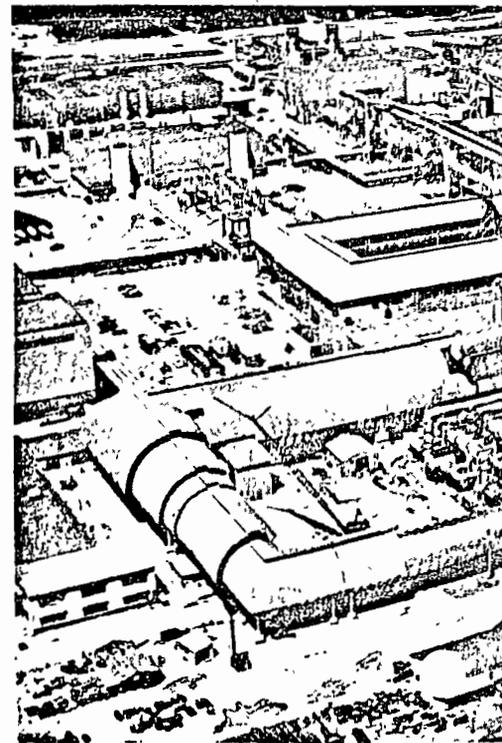
(Houston Blount pulled out of Blount Brothers in 1949 and Red has gone it alone ever since. Houston is now vice president for marketing of Vulcan Materials Co., Birmingham.)

Blount Brothers' first \$1-million contract was signed in 1949, for construction of a bridge for Birmingham's First Ave. viaduct. In the early 1950's, the company tackled its first buildings. And in 1951 and '52, Red figured he

had enough experience and staff brain-power to tackle his first offbeat job, the Arnold Engineering wind tunnel

Blount Brothers Co. today is big, one of ENR's top contractors on this year's list (ENR July 26, p. 22).

What kinds of jobs does the company like to bid? Red Blount says, "It depends on how complex the job is,



Wind tunnel in Tennessee was

## Men and Jobs

and how many bidders there are likely to be. We'd rather not bid a simple job. There are few of those that are of real interest to us.

"As for the size job we'll bid, a \$1-million job in the Northwest is too small, because it's too far away from home to be profitable. But a \$50,000 job near headquarters is not too small.

"Our top limit? Anything up to \$40 million isn't too large as far as we're concerned."

• **Closely managed**—To support its \$102 million worth of jobs, Blount Brothers has 175 salaried employees. Ninety of these are in Montgomery—27 of them doing clerical and stenographic work and 62 doing engineering or management jobs. The company keeps permanent employees in such jobs as assistant superintendent, carpenter, foreman, office manager, and timekeeper.

Blount Brothers' top management is handled by three or four long-time company stalwarts, plus Red Blount himself. And there's no doubt about whose voice is the loudest when the big decisions are made.

One of Blount's top-management men puts it this way: "As you probably know, we have a very strong president who likes to do things his own way. He consults with other people, but in the end he has his own very strong ideas how things ought to be done."

Red Blount puts it this way: "While

we believe in delegation of responsibility, this does not imply our abdication of responsibility."

Blount Brothers' rapid growth has not been a nice long gravy train for Red Blount. The firm has had its growing pains.

An official of a leading architectural firm that worked with Blount recently on a major job says:

"Top management at Blount Brothers is ready, willing, and eager to do the best possible job and give good value. I have no complaint about management attitude. The only difficulties we've experienced with Blount Brothers have come from the company's rapid growth, with the resulting problem of having people at the superintendent levels who let down a little on quality and co-ordination, just enough to make the job a slow and loose one. On a construction job, the foremen make or break the contractor.

"I want to add that, since we last worked with Blount Brothers, the company is getting very gung ho on critical path, and operations are tightening up quite a bit."

• **Tightening control**—Red Blount is aware of the problems of controlling job-level activities in his mushrooming business. And he's doing something about them.

Though he's not much of a slogan-user, he does have a saying that he

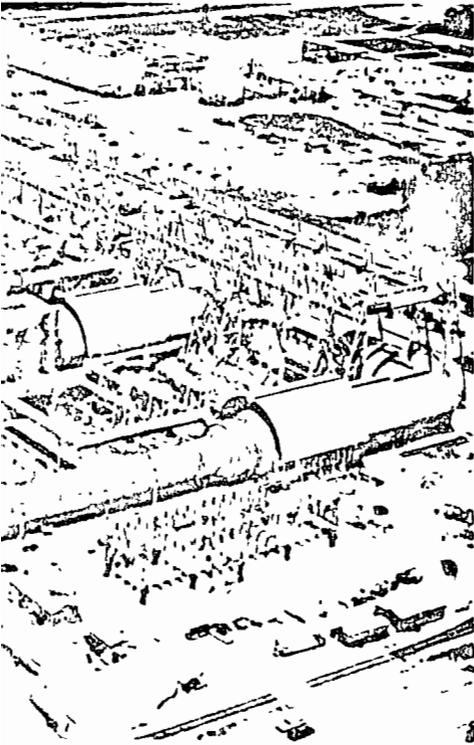
repeats frequently when talking about construction management. He says, "Managers must do four jobs to the best of their abilities: analyze, organize, deputize, and supervise—and the supervise is probably the most important."

His devotion to tight control has put Critical Path Method charts in construction shacks on every major Blount job. Blount Brothers' key field and office men have received \$8,000 worth of CPM instruction. At the company's annual meeting last February, 76 high-ranking men spent a day and a half at CPM lectures and workshop sessions.

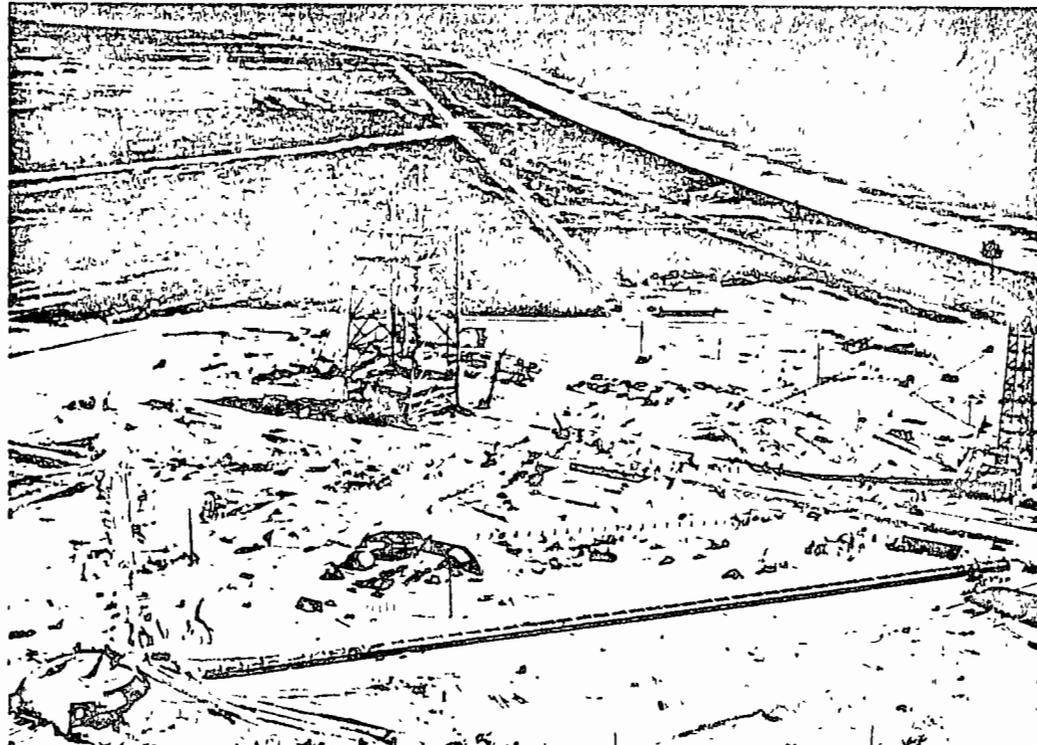
After an instruction period, the Blount Brothers men were given drawings and specifications lists, for a then-completed job—a U S courthouse in Charleston, W. Va.

The CPM students ranged from top management to foremen. In groups of seven, working under supervision of home-office men and a representative of management consultants Mauchly Associates, the men plotted CPM diagrams for the courthouse job. Each group included at least one foreman, a job engineer, a superintendent, and a home office engineer.

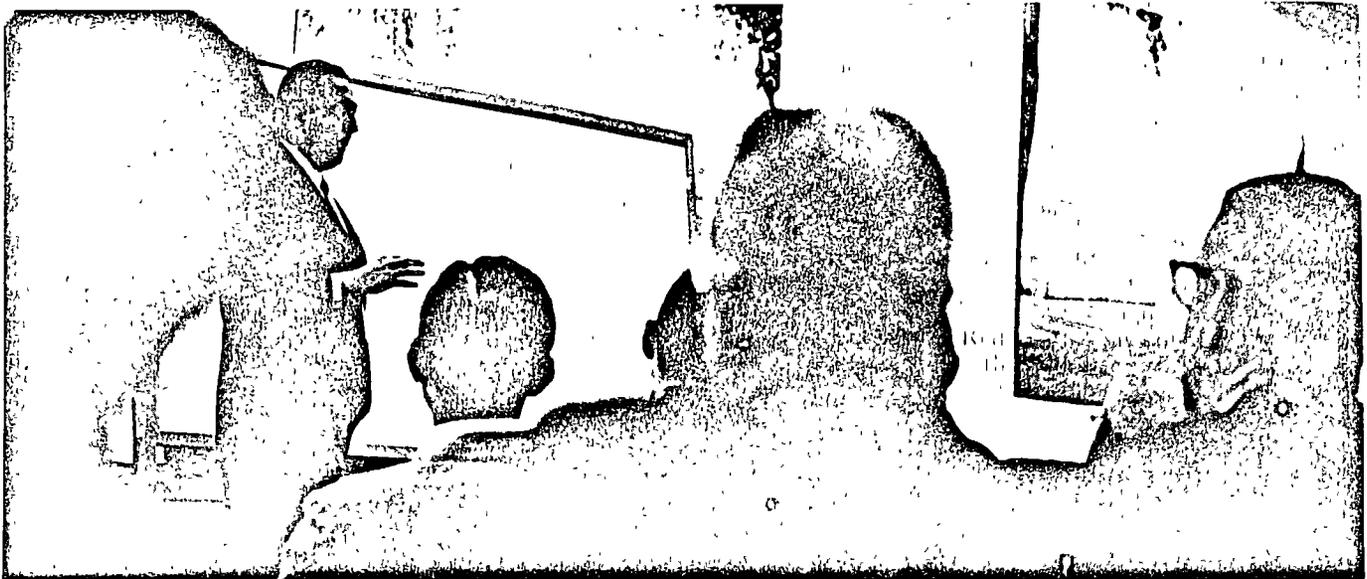
Red Blount says of CPM, "Comparing the old bar chart to the Critical Path Method is like running a model T against the modern Cadillac. The bar chart gives you no answers. The CPM answers specific questions, and gives us better control over our work."



Blount's first off-beat job.



Launch complex at Canaveral typifies the "profitable" unusual.



**MANAGEMENT SESSION** at annual meeting includes cram course in CPM. Blount Brothers is a CPM-happy outfit.

"I don't think a job can get too large or too small for critical path management. Every new job we get will be put on a critical path schedule."

A visitor walking through the Blount Brothers Montgomery offices sees that Red Blount practices his preaching on CPM. In the office supervising the four contracts (totalling \$25.6 million) for launching facilities at Cape Canaveral, there are 10 up-to-date CPM charts on the wall. Four charts plot sections of the \$17.3-million Complex 37 work, a fifth is a composite of the entire Complex 37; three more plot work on the \$4.5-million Pad A project; and two relatively small Canaveral projects have one diagram each.

Blount Brothers has one engineer full-time coordinating the plotting at the company's Canaveral headquarters.

Blount Brothers uses CPM to control subcontracted work, too. For example, the agreement signed by the electrical subcontractor on one of the Cape Canaveral jobs includes a clause stating that the equipment "is to be installed in accordance with a critical path schedule which has been furnished for (the subcontractor's) use."

Also at the Cape, Blount Brothers has a contract with a mechanical subcontractor stating: "The subcontractor agrees to work with the contractor in preparing a (CP) schedule for his portion of the work."

• **Computer for cost control**—Just as the CPM charts symbolize Red Blount's management "control theory" in the field, a UNIVAC 60 is his key to cost control at the home-office level.

Jeff Rountree, who holds the reins on the two-year-old UNIVAC system, says, "Most companies think of small computers in terms of payroll accounting. We can't use ours for payroll be-

cause union agreements require us to close the books Wednesday and pay on Friday. That doesn't leave us enough time to get the data in for processing.

"We don't run Critical Path schedule computations on our machine. Our machine is one of the smaller ones—too small for major critical-path work. If we need to run a critical path on a computer, it is a lot more economical to rent a larger unit for a couple of hours than to buy a bigger computer."

Blount Brothers' computer earns its keep by handling

- Cost accounting.
- Government-required payroll accounting (W-2 forms, social security, etc.).
- Equipment depreciation (double declining balance for tax purposes).
- Equipment depreciation forms readout.

This last is a special, internal, equipment-accounting system that each month reads out a record of the current depreciation situation for each piece of equipment.

Says Jeff Rountree, "Equipment depreciation is our biggest cost in heavy construction. So we need a monthly readout comparing these figures with our budget figures. We're now working to find that point in time when cost of replacement is equal to cost of maintaining the equipment."

Mr. Rountree also is experimenting with the UNIVAC in man-hour cost estimations. Blount Brothers' past-experience data on man-hours needed to do a given job are applied to labor-cost figures for a given geographic area. The computer comes up with a probable labor cost for any given job. He emphasizes that this system is still in the experimental stage, but he has high hopes for getting more reliable labor estimates in this way.

Red Blount has even bigger plans for computer-processed cost accounting and analysis.

In a speech made last year, he said, "We have been experimenting with a system whereby each of our jobs around the country would either telephone in after work each day or have one of these small business machines to process the data on what work was accomplished with what labor force during the day. Then we would have a night shift working on our computer to transmit the cost information back to the jobs so that in the morning they would have what their costs were the day before. We have not perfected this system but I am certain it will do much toward controlling our costs on our own work."

• **He leads, he doesn't push**—An outsider looking at Blount Brothers' operation can be easily confused by the apparent inconsistency between Red Blount's strong, control-oriented management of the firm, and his obvious regard for, and faith in his employees.

But a closer look shows that Red Blount doesn't really "control" people as individuals. He sets a blistering pace, and his men follow.

He probably is more active in civic and political matters, than any other Alabama businessman and his business has him out of town at least 50% of normal working hours. So he can't really run a one-man show.

It is a young company this young president runs. Most salaried employees are young—87% of permanent personnel are below age 45. But the top layer of management is, of course, composed mostly of older men with many decades of construction experience.

The company's key plans are laid at a monthly meeting of the policy com-



**BOSS LISTENS** to job problems.



**BOSS DECIDES**—Red Blount gives Project Manager Charles Smith the word.

mittee—made up of Red Blount, heads of the company's three operating divisions, the controller, and the personnel director. When Red looks down the long conference table on the first Monday after the 20th of each month (that's the date that managers have the freshest reports from all jobs), his mental roll call reads:

Alfred K. Allen, vice president, manager, Heavy Construction Division. Twenty-five years of construction experience including a post as v.p. of Utah Construction Co. (San Francisco), and World War II Army experience with construction in India, Burma, and China.

P. E. Hess, vice president, manager, building division. Thirty-nine years in construction work, with Hegeman-Harris Co. (project manager and chief estimator), Poirier and McLane Corp. (head of office and field engineering), Irons and Reynolds Corp. (contract manager), and Barlow-Meagher Co. (v.p.)

A. R. Gremse, secretary and controller. Thirty years of accounting experience. Virginia Bridge Co. (controller and chief financial officer), American Bridge Div., U. S. Steel Corp. (asst. to the controller), Sperry Products Inc. (chief general accountant).

Clinton L. Adams, Group Vice President (supervises Materials Division, and equipment yard). Ex-Army colonel with construction experience, including 11 years with the Alabama Highway Department.

Holman Head, Director of Personnel. Ten years teaching and administrative experience at the University of Alabama.

committee, he likes to keep all employees in personal touch with what's going on at the home office. He accomplishes this in an expensive, but effective way, an annual meeting about 175 key field and office employees.

At this year's meeting, the construction men spent a day and a half on CPM training. But they also found time for safety meetings, Red Blount's annual-report speech ("We now have over \$100 million in active contracts. This is unprecedented in our company's history. . ."); an open discussion of the company's new profit sharing-pension plan; plus social contacts.

Red Blount sees the annual meetings as a natural tool of his management philosophy. "I'm able to get around to the jobs less often than I used to," he says. "These field people have a whole lot of ideas. And if we don't get together with them to hear those ideas, we'll suffer from it."

"We started these meetings to give us a chance to kick ideas back and forth so that we and the employees come out the better for it."

"I believe the biggest problem in the construction industry is lack of management. Our men need to think of themselves not as construction superintendents, but as managers."

Mr. Blount is convinced that construction management requires top-grade talent. "You put a manager in a \$10-million manufacturing plant, he's in the same place year after year and his situation can be easily controlled. But on a construction job, where you have to organize a labor force, get the equipment in there, and send managers in for just a year, your management people have to be much higher-type individuals."

outside the company. Red Blount has made quite a name for himself. He is considered the whirling dervish of Alabama business, civic, and political work.

He is board chairman of an insurance company, president of a railroad, a bank director, director of an equipment manufacturing company, director of another insurance company, a director of National Association of Manufacturers, a director of Young President's Organization, a Trustee of the University of Alabama, and president of the Alabama State Chamber of Commerce. He was selected Montgomery man of the year last year, and is an officer in seven civic and church organizations.

A really gee-whizz side of the man comes into focus when one stops to wonder how he can be Chamber of Commerce president in deep-South Alabama, after having been state chairman of Citizens for Eisenhower, in 1952, and director of Volunteers for Nixon (southeastern states) in 1960.

Red Blount says, "I feel that, whether you support the winning or the losing candidate, it doesn't hurt your business. People admire you for taking a stand."

Businessmen have a responsibility to take a vigorous part in politics. I don't think we've got a right to complain about government if we don't participate in public affairs.

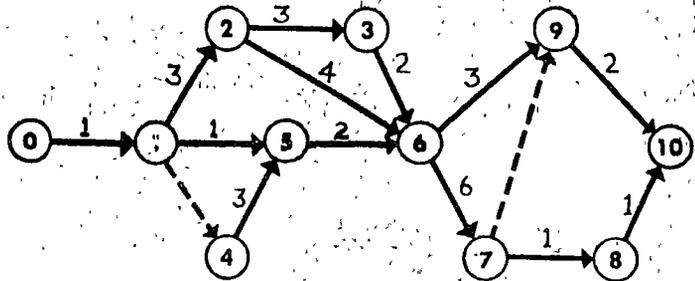
"I decide who I want to support in a campaign, and I support him. I don't just talk, I wear out some shoe leather. I give my candidate both my time and my money."

Red Blount manages to do his business and non-business travelling in a minimum of time, with the aid of two company airplanes—both of which he can fly himself when necessary.

• **Keeping in touch**—Though Red Blount does much of his policy-making and implementing through the policy

• **Whirling dervish**—In his public life

The critical path schedule, little more than an experiment three years ago, now qualifies as a basic means of managing a construction project.



# CPM Moves Into the Specifications

The Critical Path Method (CPM, or critical path scheduling), after only three years of use, already qualifies as a proven and well worn construction management tool.

More significantly, however, contractors no longer can casually conclude that they may consider its use on an optional basis. Some of the nation's biggest buyers of construction, including the Corps of Engineers, have specified that contractors must use CPM on specific projects. And an ENR check of public agencies and major private corporations shows that critical path scheduling will soon become a common condition of work in owner's specifications.

The Fort Worth District of the Corps of Engineers, which will supervise construction for the National Aeronautics and Space Administration, recently awarded the \$18.1-million contract for Phase III of NASA's Manned Spacecraft Center near Houston.

The specifications require that the contractor use CPM (ENR Nov. 15, p. 29).

Just this week, Georgia's Highway Department called for bids on a road and bridge project and the specifications state that the contractor must use CPM.

A research laboratory building for Youngstown Sheet & Tube Co., of Youngstown, Ohio, still in the design stage, will be constructed from a CPM schedule.

And when the University of Illinois invites bids on the \$60-million first phase of its Chicago campus project, at least \$30-million worth of the total will have to be constructed from CPM schedules. Officials originally planned to open bids in November, but unexpected land acquisition problems forced

the university to postpone bidding indefinitely.

In California, the Sacramento District Corps of Engineers will specify use of CPM by the successful bidder for the \$13-million NASA Saturn Moon rocket testing facility at the Douglas Aircraft Co. plant near Sacramento.

Not only owners, however, plan to specify CPM. Some major general contractors, under certain circumstances, already require that their subcontractors set up and work from a critical path system. A spokesman for Blount Brothers Construction Co. of Montgomery, Ala., says that on some of its projects at Cape Canaveral, the company specified in its contracts with subs that they use CPM.

"This keeps us and the subcontractor aware of responsibilities and also gives the subcontractor early notice when the job will be ready for his phase of the work," the spokesman says.

The ENR survey shows that contractors in the near future can expect to find CPM in contract specifications much more frequently than now.

Argonaut Realty Division of General Motors Corp. specified that the contractor work from a CPM chart when it constructed a 144,000-sq-ft plant for GM's Delco Radio Division at Kokomo, Ind. The contractor finished the plant in 10 months, although it had been estimated completion would require 18 months. Argonaut attributes the saving of eight months directly to the use of CPM.

As a result of this experiment with CPM, General Motors now plans to specify use of critical path scheduling on all of its major new-construction and alteration projects.

Early last month, the Port of New York Authority added its notations to the handwriting already on the wall.

A \$3.7-million contract for construction of the Authority's exhibits building and heliport at the New York World's Fair site specified that the contractor use CPM.

This is the Authority's first use of CPM on one of its construction projects. The agency concedes that the World's Fair structure represents a try-out of CPM. A decision whether or not to specify the system on future Authority projects hinges on the results of the exhibits building experiment.

The U. S. Bureau of Reclamation says it is "eager and enthusiastic about CPM," but admits that its enthusiasm has not carried so far as to compel contractors to use it on Bureau projects. The agency does encourage its use, however, and in the case of the San Luis project in California, the written specifications invite contractors to use critical path scheduling. Bids for this \$130-million project will be opened December 18 at Los Banos, Calif.

The Sacramento regional office of the Bureau emphasizes, however, that the decision by a contractor to use CPM on the job is optional with him. Lack of a CPM program in a contractor's bidding documents will not knock him out of the competition. A low bid and fulfillment of the mandatory specifications will win that contractor the job, with or without a CPM system.

The Navy's Bureau of Yards and Docks is considering critical path scheduling as part of its construction contracts, but it will only include CPM as a requirement on major and complex jobs. Partly because of the extra initial cost involved, BuDocks now sees no necessity for using CPM on relatively simple projects. (This cost has been variously estimated at \$1,200 to \$5,000.)

Although many federal government agencies involved with construction

have required or plan to require CPM as a condition of the construction contracts, the General Services Administration does not plan on using CPM in the near future. The agency which handles construction of federal buildings and courthouses, says that widespread use of CPM by contractors is not yet apparent. Until CPM becomes an everyday tool used by large numbers of contractors, GSA will not specify that CPM be used. This agency, however, is fully aware of the growth of usage by all types of owners and many contractors.

Unlike General Motors, the Ford Motor Co. at this time has not arrived at a decision. The company is currently experimenting with the system for the first time, applying it to the installation of two basic oxygen furnaces in Dearborn.

Kaiser Engineers designed the multi-million-dollar installation, but CPM was not applied to the project until sometime after approval of early plans. Kaiser is now applying CPM to the project,

and obtained an additional fee for the service.

Officials of Ford say they now wish they had incorporated CPM into the project from the start.

Michigan Consolidated Gas Co. applied CPM in the construction of its \$1-million gas extraction plant at Belle River Mills. It uses it, however, only periodically on the project to determine if the contractor is on schedule. CPM will be used in the same way soon on another gas extraction plant.

Those involved with CPM whether as owners, architect-engineers or contractors do not generally believe that specifying of CPM represents infringement of a contractor's management prerogatives.

Officials at the University of Illinois say that the CPM requirement in no way means "we're going into the contractors' province."

Contractors interested in the Chicago job expressed some mild criticism of the university's decision to make CPM

mandatory. But they did not see the requirement as an encroachment on management. Most who expressed their view tended to concentrate on the point that CPM provides more than is necessary to bid such a job and is more work than it is worth when it comes to actual scheduling.

"We feel we can allow our supervisors more leeway to make decisions than CPM will permit," says one contractor. This contractor, however, intends to bid on that portion of the contract requiring CPM. Skidmore, Owings & Merrill holds the architect-engineer contract for about \$30 million worth of the project. C. F. Murphy Associates, architect-engineer for the \$10-million student union building, also part of the proposed Chicago campus of the university has not yet decided on whether to require use of CPM by contractors.

A spokesman for the firm said forcing a contractor unfamiliar with CPM into using the system could defeat the purpose.

## Spacecraft Center Specs Require CPM

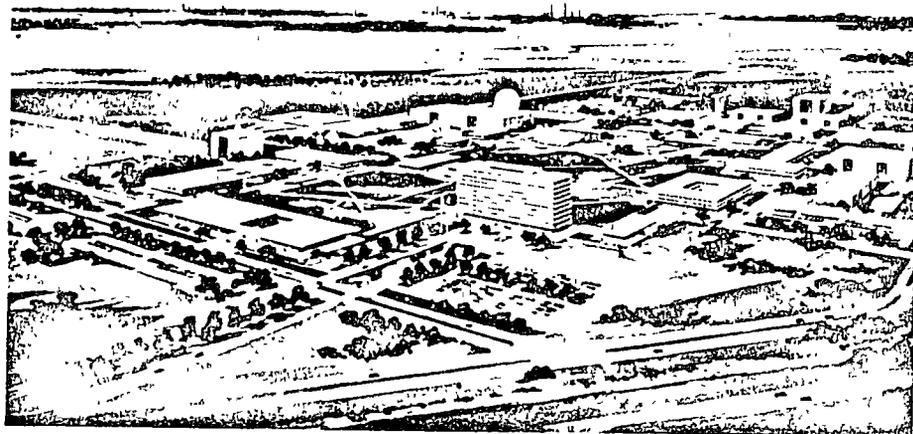
The builder of the astronauts' college must by the specifications use critical path scheduling on the job. And the apparent low bidder at the bid opening last week was a joint venture of C. H. Leavell & Co., El Paso; Morrison-Knudsen, Inc., Boise, and Paul Hardeman, Inc., Stanton, Calif.

Their low bid on Phase III of NASA's Manned Spacecraft Center near Houston was \$18,700,897, including the first additive. The base bid was \$18,144,934, and it was announced before the bid opening that sufficient funds were available to allow at least the first additive, a warehouse and shops to the base figure.

The government estimate, without profit and including first additive, was \$17,499,956.

Phase III includes 10 buildings, an auditorium, project management building, cafeteria, flight operations office, life system lab, technical services office and shops, systems evaluation lab, research and development office and lab, and spacecraft research office.

The Fort Worth District of the Corps of Engineers will supervise con-

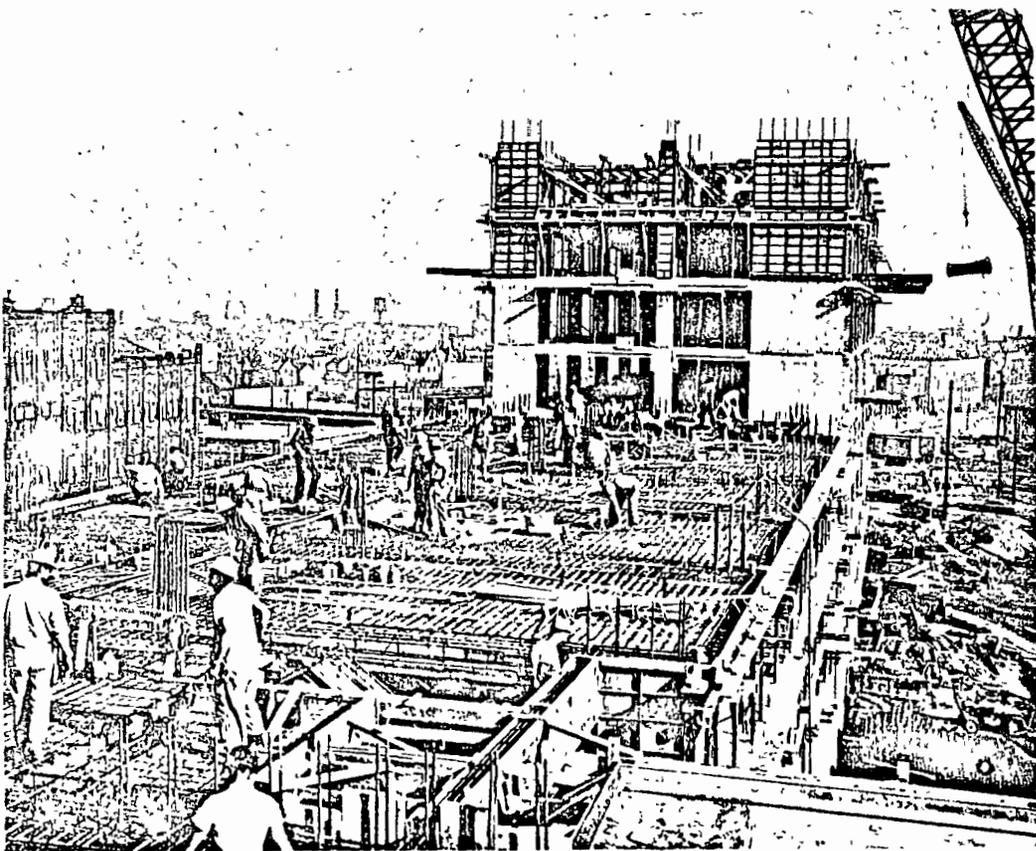


NASA's buildings near Houston bring an \$18.7-million low bid.

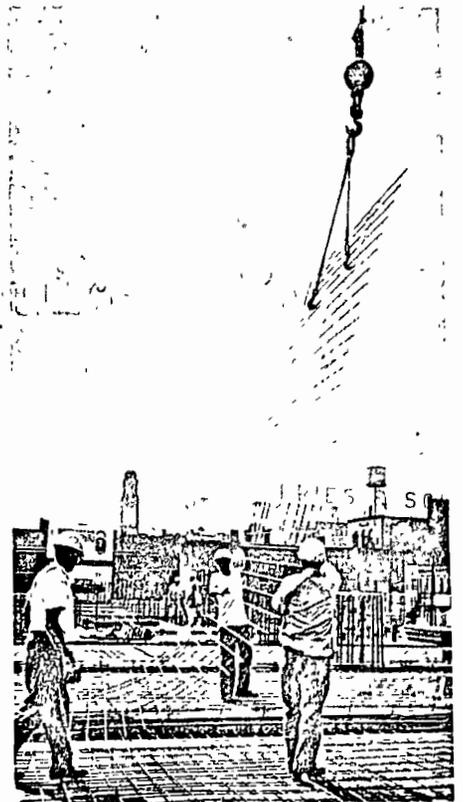
struction for the National Aeronautics and Space Administration. For the first time in this District, use of the Critical Path Method or PERT is a contract requirement. The contractor must present his critical path diagrams to the Corps for approval within 20 days from notice to proceed. Contract time is 15 months.

Seven bids were submitted. The second low bidder, only \$75,000 below the low bid, was a joint venture of Henry C. Beck Co., Dallas, and Basic Construction Co., Newport News, Va.

Architect-engineer for the Manned Spacecraft Center is Brown & Root, Inc., which worked with five associates on the design.



Floor construction in a Cleveland project takes four days.



Wire fabric helped save time.

## CPM Cuts Construction Time on

Critical path scheduling enabled Hunkin-Conkey Construction Co., Cleveland, to cut construction time considerably for the huge, concrete-framed Riverview Terrace Housing project in Cleveland.

Having established an initial critical path (the longest sequence of operations for the entire project) and arrived at a completion date for the apartment project being built for Cleveland Metropolitan Housing Authority, the contractor concentrated on key operations, "exceptions," which, if shortened, would decrease construction time. Hunkin-Conkey calls this "management by exception."

On the Riverview project, about 15% of the total jobs actually determine the schedule. Therefore, the contractor scrutinized these exceptions closely for ways of speeding them up, or at least, keeping them on schedule, so that the critical path was ideally, either shortened, with an attendant earlier completion date, or the critical path, at least, was not lengthened, thereby postponing the completion date.

Management by exception for Hunkin-Conkey sometimes means finding a better construction technique to keep the job on schedule, or it may mean selecting an alternate material, if it meets specifications.

• **CPM applied to slabs**—Floor-slab construction for the Riverview project provides an outstanding example of Hunkin-Conkey's use of the critical path method to arrive at the exceptions that require attention. As originally planned, seven working days would have been needed to complete each 554 x 46-ft floor slab for a reinforced concrete, 15-story building, the main structure of the sprawling development.

The contractor found that if the sequence of operations involved in construction of the slabs could be shortened or simplified in some way, he could adopt a four-day concreting cycle, shorten the critical path and set an earlier completion date for the entire project. Also, because the 15-story building was laid out in four sections, it made sense to break down construction of the slab into four main operations or "bundles," and apply these to successive quarter slabs.

• **Key steps shortened**—Critical path scheduling highlighted for Hunkin-Conkey three operations or materials mainly responsible for the duration of the slab-construction cycle: formwork, slab and column reinforcement, and electrical conduit.

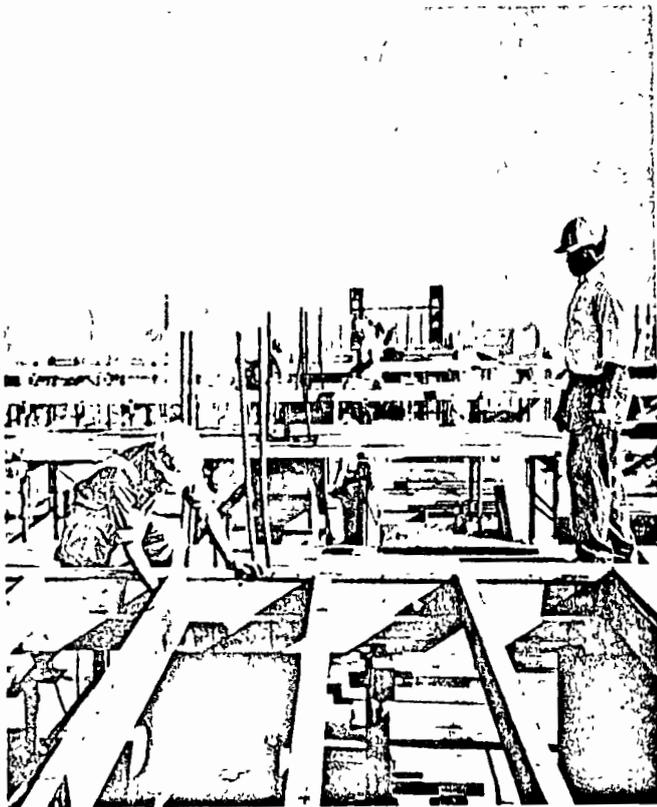
Hunkin-Conkey speeded formwork to some extent by using numbered re-

usable forms, particularly for the reinforced concrete columns. The general contractor also required the electrical subcontractor to prebend much of the conduit, and this, too, shaved time from the floor-slab cycle of operations. But it was in the area of slab reinforcement that sizable saving in time was realized.

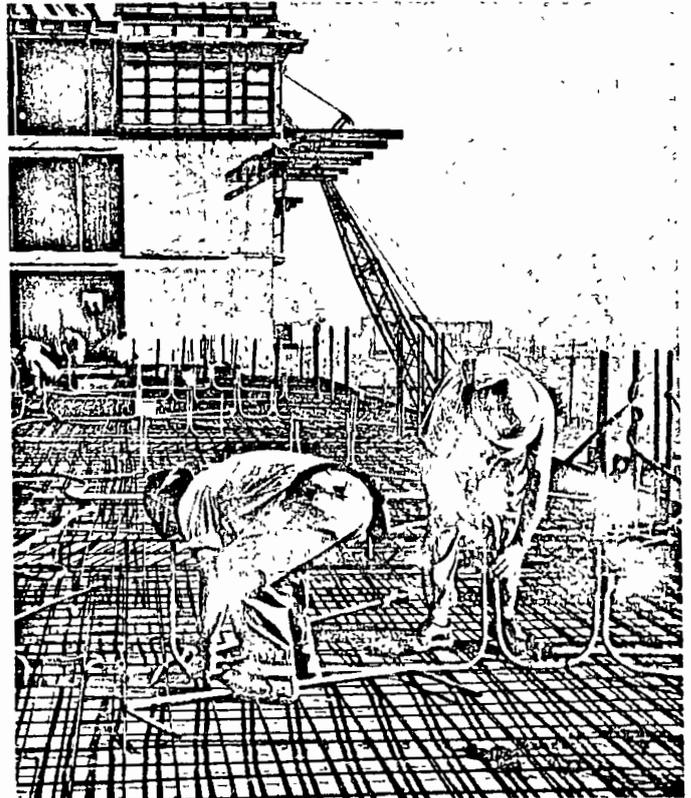
After comparing the time estimated for placement of bars in a typical, 130 x 46-ft quarter slab with the reduced time estimated to be required for placing a comparable poundage of sheets of welded wire fabric, the contractor found that a saving of at least half a day was possible with welded wire fabric. This saving, coupled with the savings with prefab formwork and prebent conduit, achieved for the management team the four-day concreting cycle sought.

With the original critical path shortened and the completion date of the project improved, the contractor shifted his attention to other possibilities for further shortening the job or keeping it on schedule.

• **Implementing the plan**—The four segments or quadrants of the 554 x 46-ft building, plus a transition structure (where two quadrants of the building are stepped back from the other two), were numbered, for scheduling purposes, one through four.



Reusable forms were time savers, too.



So was prebent electrical conduit.

## Floor Slabs

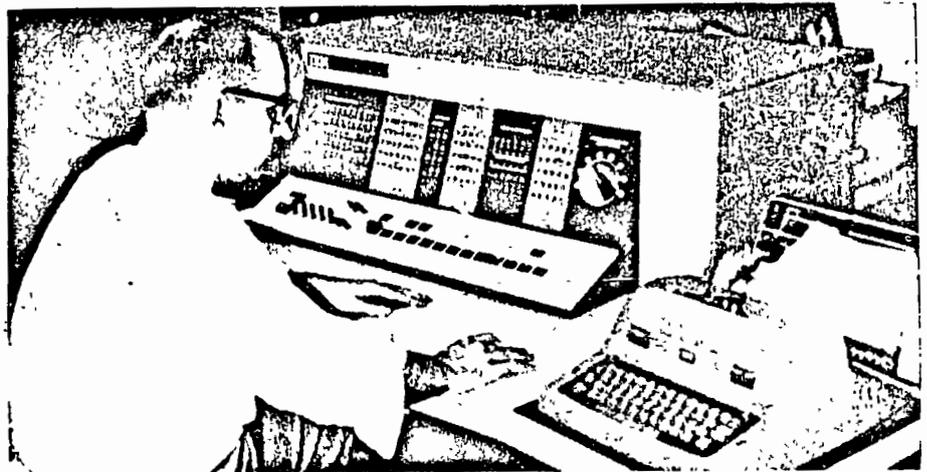
On a representative day, the contractor might do this on quadrant number one: form columns and slab; concrete columns late that day or early the next morning. Engineers set the stage for this sequence by laying out columns 20 ft c-c, plumbing and heating breaks in the formwork for the slab above the column forms, and electrical systems.

Meanwhile, on quadrant two, carpenters form the deck and workers place reinforcement for the 12-in. deep reinforced concrete beams that divide the 6-in.-thick floor slab into 20-ft bays. Next, the men set the bottom layer of steel for the slab.

Simultaneously, on quadrant three, the electrical subcontractor installs conduit, most of it prebent, after which the top sheets of welded wire fabric for negative reinforcement are placed over the reinforced concrete beams. And on quadrant four, concrete workers place concrete for the slab and beams.

On succeeding days, each "bundle" of operations shifted to the next quadrant. Thus, on any one day, almost all operations involved in constructing a slab in the Riverview project could be seen.

• Large savings—Substitution of welded wire fabric for bars, suggested by Hun-kin-Conkey and concurred in by the



Electronic computer set critical path, made changes fast.

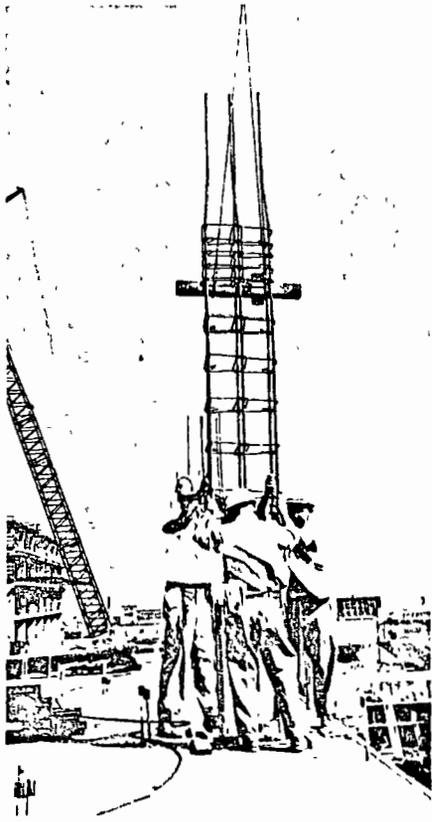
structural engineers, Barber, Magee, and Hoffman of Cleveland, was done on a pound-for-pound basis though less fabric could have been used because it usually is allowed a higher unit stress than bars. The savings realized with the fabric were, therefore, purely those reflected by construction time saved. The contractor believes this to be about 60%.

Use of large-sized sheets—as big as 18 x 23 ft—contributed heavily to time saving. Although the wires were heavy gage, many of them about  $\frac{1}{2}$  in. in diameter, the sheets, singly or in pairs, were handled by four or five men and accurately placed in position. The bottom sheets rested on plastic-footed, low chairs or bolsters set on the forms between the reinforced concrete beams. Fabric used to reinforce the areas of

negative moment over the top of the beams was centered over the beams and tied into position.

A further advantage was that the workers could walk on the large sheets of fabric without fear of displacing reinforcing members and could dove-tail slab inserts into and around large sheets of sturdy material.

• Double-duty reinforcement—Although the floor slabs were designed as one-way slabs, the welded-wire-fabric sheets worked in two directions (typical fabric: 6 x 12-in. by 3/0 x 1-gage). The heavier-gage wires reinforced the slab between the beams, while the lighter-gage wires acted not only as spacers for the main reinforcement but also as temperature steel for the slab across the width of the



**BAR CAGES** for columns kept tempo fast.

building. This combination eliminated need for additional crack-control steel.

The several different styles and sizes of welded-wire-fabric sheets supplied for the Riverview project were custom manufactured for the project. The sheets varied in over-all size and in spacing and gages of wires.

• **Computer makes changes fast**—Completion date for the Riverview Terrace project is now scheduled for next April 8. That the date can be estimated this closely is due to the accuracy and strict management control effected with critical path scheduling. As operations are changed or speeded up, or material changes are made that affect the critical path, the 700-odd computer cards, representing these various factors, will be fed into Hunkin-Conkey's own computer, an IBM 1620, and in about 60 seconds it picks out a new critical path and sets a new completion date.

The Riverview project, in addition to the 15-story building, includes 16 three-story apartment houses and a community center building. All are reinforced concrete construction, with brick and precast-concrete exterior panels.

Hunkin-Conkey's project superintendent is Don Mayer; Richard Leonard is project engineer, Robert D. Price is acting general superintendent. Architects for the Riverview Terrace project are Ruth, Huddle, White and Howe. Alfred D. Yanda is civil engineer and Byers, Urban, Klug and Pittenger are mechanical engineers.

(Continued from page 5)

He recalls one contract with a weapons system company. "It first looked like a small \$500,000 project; then we were handed 9,600 drawings. We used a total of 186 supervisors, clerks, engineers and inspectors to supervise about 130 craftsmen actually doing the work. That \$500,000 project wound up costing \$2.3 million."

Such huge increases over original estimated cost—rather typical of the missile base program—do build up a company's volume. But Mr. Hardeman emphasizes that profits fall far short of keeping pace with the soaring costs.

In 1960, the company's volume of missile base business totaled about \$50 million. About 40% of this total resulted from change orders and modifications. "But our profit on this total volume of \$50 million amounted to only slightly more than 3% before taxes," Mr. Hardeman says.

Change orders therefore don't rank as money-makers in the missile-base construction business. "A good contractor makes money when he can complete his project as rapidly as possible and go on to another," says Mr. Hardeman.

Among recent additions to this company's arsenal of claims-proof is the **Critical Path Method** (ENR Jan. 26, p. 25). On its contracts, the Hardeman company plans, schedules and controls the projects with CPM. It sets up its diagram model and goes to work. Then when a change order comes through on the job involved, Hardeman uses the mathematical potential of CPM to its utmost. The job is reprogrammed, the new costs are determined and a new diagram shows what the change does to schedules.

The company then forwards with its claim the CPM diagram model as applied to the project under the original contract and the diagram model resulting from the ordered revision. No phase of the job as originally planned and changed is omitted. Along with these drawings go bound volumes of other evidence supporting the claims.

But it takes more than paper-shuffling ability for an engineering-construction company to make money. It takes technical know-how and "of that we have plenty," says Mr. Hardeman.

In 1945, the company started as a small partnership—Paul Hardeman & Sons, incorporating under that name in 1952. When the company cracked the missile base business it still ranked as small business.

But missile technology moved fast, grew big fast and Paul Hardeman grew with it, through diversification and acquisition of other companies:

By 1959, the company performed approximately 30% of the work on all intercontinental ballistic missile test stands at Cape Canaveral.

"That gave us the opportunity to see missiles develop and we developed with them," says Mr. Hardeman. He now rates his permanent engineering staff as competent as any in the aircraft industry. "They are construction men with an extensive knowledge of today's weapons systems. Few construction companies possess a large staff with this type of specialized knowledge," Mr. Hardeman says.

Mr. Hardeman believes that this specialized knowledge allows the company to anticipate some of the changes that eventually fly in from the missile makers. "Some of this intelligent anticipation undoubtedly saved us time and money, for we were ready to move at least generally in the direction that the eventual modification demanded."

The government, weapons systems managers and other construction firms apparently like the abilities the Hardeman company possesses. Right now, the company is involved in contracts worth about \$280 million, both as joint venturer and individual. Its backlog, including joint venture shares and direct contracts, now stands at \$86 million.

Although most of this work—about 80%—represents missile base construction and other government contracts, the company's abilities extend to many other fields. Other activities include petroleum refineries, chemical plants, highway projects and just recently, a hydroelectric project in El Salvador.

In Argentina, a subsidiary holds contracts worth \$11 million on three sections of the Pan American Highway. In Japan, the company is turnkey contractor for two chemical plants.

In 1959, the Hardeman company was acquired by Universal-American Corp. of New York City, which operated it as a wholly owned subsidiary. But further expansion in construction, called for additional working capital. In June, Universal sold 350,000 shares of its 2.1-million share holding in Hardeman for \$8 per share. About \$2 million of the \$2.5 million in net proceeds was added to the Hardeman company's working capital. This increase raised the company's bonding capacity to about \$25 million, from a former capacity of \$10 million to \$12.5 million.

And last week, the company increased its business stature in another way; Hardeman listed its stock on the American Stock Exchange where it traded at prices ranging from \$20.375 to \$25 a share.

(Continued from page 9)

lems he would not have been fully prepared to undertake without the remainder of the critical-path schedule.

- The schedule pointed to areas where the job could be effectively expedited.

The most striking example of this was in connection with the Poughkeepsie development laboratory. After the job was well on its way, IBM urgently requested partial occupancy as soon as possible. By examining the "early finish" schedule, the contractor found that the south half of the building could be completed three months ahead of time. The construction superintendent then deployed his manpower to insure the "early-finish" date on this section.

We made plans to move into the south half on Saturday, Jan. 20, 1962. It worked out that this section was completed on Jan. 18, enabling us to realize the benefits of early partial occupancy.

- The schedule helped determine the most effective use of personnel and equipment.

By taking advantage of "slack," or "float," days available on jobs not on the critical path, both the labor force and machine requirements were kept at a more constant level than usual.

- Material deliveries were made on schedule, but not so far in advance that they cluttered up the job site. The possibilities of time padding and some consequent haggling over payment among suppliers, subcontractors, general contractor and owner were eliminated.

- When changes were necessary, the schedule showed exactly where they were to be made and also indicated the impact the changes had on the job as a whole. Since these changes could be readily identified, final adjustments could be more easily determined.

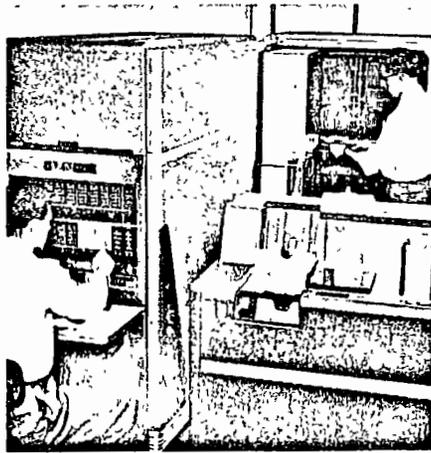
- The critical path schedule proved to be an invaluable check list. Due to the thoroughness required in its preparation, "routine expediting" was greatly reduced.

- Since we encountered setbacks from many sources, such as weather and slow deliveries, the flexibility of the critical path schedule was put to the test.

Re-runs through the computer on such occasions provided us with step-by-step procedures to overcome these problems. Also, the necessity of keeping the schedule current, to keep it effective, was proved.

In addition to the general benefits listed above, some specific experiences on the various projects proved valuable.

On the Poughkeepsie laboratory project, the general contractor found that the schedule greatly assisted in the tuning and preparation of subcontracting and purchasing. The contractor was able to direct his efforts to those items requiring immediate attention, since he



**COMPUTER** figures complex critical path.

knew accurately the lead time available for each operation. Everything did not have to be ordered at once, requiring several weeks of concentrated negotiations and causing confusion in the early part of the construction project.

For the Armonk building, the original plan had been first to complete the east wing and then to start foundation work on the west wing. The critical-path schedule showed conclusively that foundation work on the west wing had to start almost at the same time as that on the east wing to complete both jobs on time.

Again at Armonk, slow delivery of a major prefabricated item led to re-examination of the critical path. This study indicated larger deck pours could be made. But these required earlier delivery of reinforcing steel, ductwork and other equipment. The contractor changed the sequence of deliveries and continued the job without undue loss of time.

IBM is greatly encouraged by the results obtained thus far with critical-path scheduling. While the system is still in its infancy and much remains to be done to perfect techniques of applying it, we believe that the contractors who have used it recognize the potential value.

An encouraging note is that a number of contractors who have been exposed to the system through the process of bidding on our work, and who have not been successful low bidders on a particular project, have voluntarily come back for more detailed information. A number of them have applied the system on other projects not under our control. This indicates that the technique will receive broader application in the future on a purely voluntary basis.

We firmly believe that in another 10 years the system will be standard procedure among progressive firms. The question is not whether the system should be used but rather when will contractors learn to use it effectively. Those that don't will fall by the wayside in their highly competitive business.

(Continued from page 11)

Time-cost relationships are studied by computer on large projects. Computec, a San Francisco computer service, uses an IBM Model 1620 for this work. On small projects (generally less than 200 events) noncomputer methods are used to determine optimum construction schedule.

Critical path scheduling is only as good as the estimates and assumptions made during development of the network and control information. However, with a large number of scheduling events, any errors that are made are likely to be compensating.

Haas & Haynie personnel spent about 140 man-hours developing the CPM network and control information necessary for time-cost studies of the California Federal Plaza project in Los Angeles. This job involved the analysis of some 2,400 events. The resulting network chart was 5x20 ft. Although this represents a substantially greater amount of time and effort than would have been spent on construction scheduling for a similar project before CPM was adopted, Haas & Haynie managers say without reservation that this is time well spent. In fact, they say that time spent on critical path scheduling is insignificant when compared with the savings it effects during construction.

- Putting it to work — When the CPM analysis is complete, the results are given to the project superintendent. In addition to the network chart, the field receives three books. One book shows the network events in numerical order, another lists the events by earliest start dates and the third lists the events by latest completion dates.

The project superintendent attempts to start and complete each network event on its scheduled dates. As the work proceeds, he records the actual starting and completion dates and he reports any critical variations immediately. Every month the construction manager reviews actual versus scheduled dates for each event and all significant deviations are incorporated into a revised schedule.

Haas & Haynie is presently constructing the Gateway West Building in Los Angeles Century City development. Unusually heavy rains, a major change in elevator plans and the construction workers' strike have in turn caused delays. The project manager has been able to reschedule his work promptly, showing the owner the time and cost effects.

Haas & Haynie has been making extensive use of CPM on building construction projects for almost two years. Its managers are glowing in their opinions of its effect. Main effect: They can apply more rational judgment.

# How and Where to Learn to Use CPM

Courses in critical path scheduling of construction are becoming so many and so frequent that chances are you can find a convenient one coming up wherever you are in the U. S.

Management consultants give them (see box). Universities offered them last summer, and doubtless will again this summer. Various associations (such as Associated General Contractors and the American Society of Civil Engineers) sponsor lectures and courses. Computer manufacturers are giving free instruction in its adaptation to computer users.

Here generally, is what the management consultants offer:

- One-day orientation seminar—This is designed to give top management a working knowledge of CPM, to help them make decisions when and how to employ it. The seminar includes a description of the basic concepts, means of implementation, and uses in planning, estimating, scheduling and controlling projects of various sizes.

- Two-day indoctrination seminar—Given to middle and top management personnel, this course shows the methods of calculation and the manner in which information is inserted into the schedules. Students learn to understand the principals of diagramming, to enable them to take part more effectively in management functions.

- Three-day seminar and workshop—This course features two days of lectures and class discussions, and a one-day work session, in which test cases and statistical studies are executed. It emphasizes the planning and scheduling phases and the actual use of CPM for job control.

- Five-day workshop—Middle and supervisory personnel participate in this workshop for a working knowledge of CPM techniques, which follows through a work project from the beginning to the end. It includes preparation of diagrams, calculation of job times, resources planning and the installation of a CPM system.

This year will see innovations in the courses. "Post-graduate" seminars are scheduled by two management consultant firms, Tracey, Brunstrom and Dudley, Inc. of Seattle, Wash., and James Waldron of Haddonfield, N. J. They are designed to supplement the education of those who already have taken basic CPM courses and they will deal with optimum cost schedules and cost control techniques.

The fees for courses vary, in terms of duration, whether it is public or private and the number of members of a firm that attend.

In general, a two-day course costs from \$100 to \$175, with a 10% reduc-

tion if three or more members from one company participate. A three-day course runs from \$95 to \$150 and a five-day course costs from \$300 to \$350. This price includes workshop materials, books, luncheons. In-plant courses cost almost 50% less than public courses.

Those who have taken these courses are representatives of general contractors, specialty contractors, consultants and government engineering agencies.

Local AGC groups have been active in sponsoring courses and lectures in critical path scheduling. Last June, in Massachusetts, the Boston group sponsored a course aimed at enabling participants to get sufficient training in CPM so that they could apply it to their own business operations. Because of the success of the first course, a second one was given a few months later. Four firms that sent representatives to the first group sent men to the second.

In Georgia, the Atlanta AGC group has sponsored five CPM courses since October. Another is planned for this month in Atlanta and one for next month in Savannah.

The Washington, D. C., Master Builders Association sponsored a two-day seminar this month and the General Building Contractors Association in Philadelphia is planning to give a similar course next month. In Chicago, the Builders Association is discussing plans to sponsor a CPM seminar.

Computer manufacturers are helping to spread the education of critical path

scheduling and the associated usage with their machines. General Electric gave seminars and workshops last year to more than 400 GE users and potential buyers. And IBM teaches CPM techniques as related to their machines in education centers in about 30 cities throughout the country.

The courses set up by computer manufacturers generally follow the two-day lecture plus one-day workshop plan. They are scheduled on request by users or potential buyers of their equipment and are free to members of this group. They are also open to the management level of the computer company.

CPM education also is carried out on the college campuses, as part of the regular curriculum and as additional public-service courses.

Last June at Massachusetts Institute of Technology, an intensive five-day course was held in Modern Methods of Construction Control (ENR June 28, 1962, p. 19). At the University of Washington in Seattle, two introductory non-credit night courses and a two- and three-day workshop was given, explaining the basic theories of CPM.

At Stanford University, the Construction Institute (which receives financial support from a number of firms in the construction industry) gave a three-day workshop and a one-day seminar on CPM. There was no fee for these courses, but attendance was for members of the Institute only. Another workshop is planned for next month.

## Who Offers CPM Courses:

ADAMS ASSOCIATES  
133 South Euclid Ave.  
Anaheim, Calif.

J. LLOYD CUTCLIFFE  
Construction Management Consultant  
6 Westford St.  
Boston 34, Mass.

GENERAL ELECTRIC COMPUTER DEPT.  
570 Lexington Ave.  
New York, N. Y.

MATERIALS MANAGEMENT INSTITUTE  
221 Columbus Ave.  
Boston, Mass.

MAUCHLEY ASSOCIATES  
50 East Butler Ave.  
Amber, Pa.

OPERATIONS RESEARCH INC.  
1430 West Peachtree St., N. W.  
Atlanta 9, Ga.

SERVICE BUREAU CORPORATION  
635 Madison Ave.  
New York 22, N. Y.

TRACEY, BRUNSTROM AND DUDLEY, INC.  
423-A Third Ave. West  
Seattle 99, Wash.

A. JAMES WALDRON  
CRITICAL PATH PLANNING CONSULTANT  
371 Kings Highway West  
Haddonfield, N. J.

### ENR Features on CPM:

New Tool for Job Management (Jan. 26, 1961, p. 25), Missile-Base Builder Wins Profit With Paper (Sept. 7, 1961, p. 68), Builders Bone Up on Critical Path (June 28, 1962, p. 19), CPM Expedites IBM Projects (July 5, 1962, p. 34), CPM and Survival (July 19, 1962, p. 116), CPM Enthusiasts Claim Bonus Benefits (Aug. 9, 1962, p. 42), Unusual Jobs, Unusually Managed (Sept. 13, 1962, p. 58), Spacecraft Center Specs Require CPM (Nov. 15, 1962, p. 29), CPM Moves Into the Specifications (Dec. 6, 1962, p. 19), Bye-Bye Bar Chart (Dec. 6, 1962, p. 92), CPM Cuts Construction Time on Floor Slabs (Jan. 10, 1963, p. 38).

### Bye-Bye Bar Chart

LESS THAN TWO YEARS AGO critical path scheduling—then being pioneered by a relative few—was first reported in these pages (ENR Jan. 26, 1961, p. 25). And how it has caught on!

Last month in New York City one of the pioneers in the use of CPM, and an ENR author on the subject (ENR July 5, p. 34), spoke to an engineering group of almost 400; and his message reached a remarkably sophisticated audience. So fast and so fully has the construction industry espoused critical path scheduling that it is now a familiar management tool, although it was practically unknown two years ago.

The speaker referred to here is N. M. Martin of the International Business Machines Corp., who pointed out that while CPM is still in its infancy, it is more than a "crystal ball with a diagram in it." It is basically a thought process graphically expressed by a line diagram, one line per task, showing the duration, the cost, and—most important—the interrelationships of tasks to be done to complete the job, whether the job entails nine tasks or 1,900. It plots so much more information than the old bar chart that scheduling of work has moved from guesswork to computer input in one simple step. And, of course, only the more complete and complex diagrams need to be programmed for a computer; there are many uses of the diagram that are simple enough to handle without electronic computation.

So thoroughly has CPM proved its worth (an editorial on this page last summer, July 19, p. 116, suggested its espousal for business survival) that many private owners and a few public construction agencies are now actually requiring its use—writing it into the specifications (p. 19). Bidders on work of these owners and government agencies must submit simple critical path diagrams with their bids as evidence of their plan of attack.

In effect, owners or their engineers are forcing bidders to show proof of having completed a thorough thought process aimed at scheduling the job. Then the successful bidder, awarded the contract, is in many instances being required to program the work more fully by preparing a detailed critical path diagram upon receiving the contract—and before starting work. Again, this has been written into the specifications.

All this is good. The apparent enthusiasm with which the industry has latched onto CPM as an improvement in job management is encouraging. And the wisdom with which knowledgeable construction agencies—public and private—are requiring use of the new management tool is commendable. The bar chart is certainly on its way out as a job management tool, although it still has its uses for picturing progress.

Yet it remains only the beginning for CPM. Relatively few organizations use it to the fullest in any of its possible applications: engineering, estimating, bidding, scheduling work forces, comparing alternate methods, checking progress, evaluating deviations from schedule and generally keeping aware of costs.

Specification of its use, as described in this issue, will hasten an already rapid growth in the use of the new management tool. The construction industry may be commended for its readiness to seize upon demonstrably improved thought processes in that never-ending effort to find ways to do with a buck what any bungler can do with two.

### CPM and Survival

CRITICAL PATH METHOD was described by one lecturer at last month's special summer course at the Massachusetts Institute of Technology (ENR June 28, p. 19) as a "Model T management tool—primitive, yet far advanced compared with the horse and buggy." Model T or not, it appears constructors had better hop on it, lest they be left behind.

For the crude bar charts traditionally used in construction scheduling CPM substitutes a network diagram that enables the constructor to identify critical tasks and shows him how best to allocate his resources. That many construction men are eager to learn how to drive this Model T and get a preview of the newer models being developed was demonstrated by the intense interest of those enrolled in the course at MIT.

Work on computer programs for the new CPM models is proceeding in two directions. First, refinements in one-project applications involve extending the method into more detailed field use. The second major development would extend CPM into multiproject planning. Through linear programming, the constructor would be able to calculate the best way to allocate his available men, equipment, and materials among concurrent projects.

Perhaps the use of CPM won't grow as rapidly as the enthusiastic lecturers at MIT hope it will. There is inertia to overcome, even at management levels. And among field men there will be arguments in favor of bar charts (or no scheduling at all).

CPM, however, marks a major breakthrough for scientific management into construction, comparable in its impact to a major advance in technology. It forces builders to substitute explicit knowledge, rigorous analysis and clear understanding for mental calculation, rough estimation and intuition. In the intensely competitive field of construction, progress in management techniques as well as in technology may well be a condition of survival.

#### COPIES OF THIS REPRINT

are available at a cost of 25¢ each in quantities of less than 25. Quantities of 25-50 are 20¢ each; more than 50—15¢ each. Make Checks payable to Engineering News-Record. Write: Promotion Dept., Engineering News-Record, 330 West 42nd Street, New York 36, N.Y.



# Compound Interest Tables

## FORMULAS FOR CALCULATING COMPOUND INTEREST FACTORS

Single Payment—Compound Amount Factor  
(F/P, i, n)  $(1 + i)^n$

Single Payment—Present Worth Factor  
(P/F, i, n)  $\frac{1}{(1 + i)^n}$

Sinking Fund Factor  
(A/F, i, n)  $\frac{i}{(1 + i)^n - 1}$

Capital Recovery Factor  
(A/P, i, n)  $\frac{i(1 + i)^n}{(1 + i)^n - 1}$

Uniform Series—Compound Amount Factor  
(F/A, i, n)  $\frac{(1 + i)^n - 1}{i}$

Uniform Series—Present Worth Factor  
(P/A, i, n)  $\frac{(1 + i)^n - 1}{i(1 + i)^n}$

E

TABLE E-1  
1% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0100	0.9901	1.00000	1.01000	1.000	0.990	1
2	1.0201	0.9803	0.49751	0.50751	2.010	1.970	2
3	1.0303	0.9706	0.33002	0.34002	3.030	2.941	3
4	1.0406	0.9610	0.24628	0.25628	4.060	3.902	4
5	1.0510	0.9515	0.19604	0.20604	5.101	4.853	5
6	1.0615	0.9420	0.16255	0.17255	6.152	5.795	6
7	1.0721	0.9327	0.13863	0.14863	7.214	6.728	7
8	1.0829	0.9235	0.12069	0.13069	8.286	7.652	8
9	1.0937	0.9143	0.10674	0.11674	9.369	8.566	9
10	1.1046	0.9053	0.09558	0.10558	10.462	9.471	10
11	1.1157	0.8963	0.08645	0.09645	11.567	10.368	11
12	1.1268	0.8874	0.07885	0.08885	12.683	11.255	12
13	1.1381	0.8787	0.07241	0.08241	13.809	12.134	13
14	1.1495	0.8700	0.06690	0.07690	14.947	13.004	14
15	1.1610	0.8613	0.06212	0.07212	16.097	13.865	15
16	1.1726	0.8528	0.05794	0.06794	17.258	14.718	16
17	1.1843	0.8444	0.05426	0.06426	18.430	15.562	17
18	1.1961	0.8360	0.05098	0.06098	19.615	16.398	18
19	1.2081	0.8277	0.04805	0.05805	20.811	17.226	19
20	1.2202	0.8195	0.04542	0.05542	22.019	18.046	20
21	1.2324	0.8114	0.04303	0.05303	23.239	18.857	21
22	1.2447	0.8034	0.04086	0.05086	24.472	19.660	22
23	1.2572	0.7954	0.03889	0.04889	25.716	20.456	23
24	1.2697	0.7876	0.03707	0.04707	26.973	21.243	24
25	1.2824	0.7798	0.03541	0.04541	28.243	22.023	25
26	1.2953	0.7720	0.03387	0.04387	29.526	22.795	26
27	1.3082	0.7644	0.03245	0.04245	30.821	23.560	27
28	1.3213	0.7568	0.03112	0.04112	32.129	24.316	28
29	1.3345	0.7493	0.02990	0.03990	33.450	25.066	29
30	1.3478	0.7419	0.02875	0.03875	34.785	25.808	30
31	1.3613	0.7346	0.02768	0.03768	36.133	26.542	31
32	1.3749	0.7273	0.02667	0.03667	37.494	27.270	32
33	1.3887	0.7201	0.02573	0.03573	38.869	27.990	33
34	1.4026	0.7130	0.02484	0.03484	40.258	28.703	34
35	1.4166	0.7059	0.02400	0.03400	41.660	29.409	35
40	1.4889	0.6717	0.02046	0.03046	48.886	32.835	40
45	1.5648	0.6391	0.01771	0.02771	56.481	36.095	45
50	1.6446	0.6080	0.01551	0.02551	64.463	39.196	50
55	1.7285	0.5785	0.01373	0.02373	72.852	42.147	55
60	1.8167	0.5504	0.01224	0.02224	81.670	44.955	60
65	1.9094	0.5237	0.01100	0.02100	90.937	47.627	65
70	2.0068	0.4983	0.00993	0.01993	100.676	50.169	70
75	2.1091	0.4741	0.00902	0.01902	110.913	52.587	75
80	2.2167	0.4511	0.00822	0.01822	121.672	54.888	80
85	2.3298	0.4292	0.00752	0.01752	132.979	57.078	85
90	2.4486	0.4084	0.00690	0.01690	144.863	59.161	90
95	2.5735	0.3886	0.00636	0.01636	157.354	61.143	95
100	2.7048	0.3697	0.00587	0.01587	170.481	63.029	100

TABLE E-2  
1¼% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0125	0.9877	1.000 00	1.012 50	1.000	0.988	1
2	1.0252	0.9755	0.496 89	0.509 39	2.012	1.963	2
3	1.0380	0.9634	0.329 20	0.341 70	3.038	2.927	3
4	1.0509	0.9515	0.245 36	0.257 86	4.076	3.878	4
5	1.0641	0.9398	0.195 06	0.207 56	5.127	4.818	5
6	1.0774	0.9282	0.161 53	0.174 03	6.191	5.746	6
7	1.0909	0.9167	0.137 59	0.150 09	7.268	6.663	7
8	1.1045	0.9054	0.119 63	0.132 13	8.359	7.568	8
9	1.1183	0.8942	0.105 67	0.118 17	9.463	8.462	9
10	1.1323	0.8832	0.094 50	0.107 00	10.582	9.346	10
11	1.1464	0.8723	0.085 37	0.097 87	11.714	10.218	11
12	1.1608	0.8615	0.077 76	0.090 26	12.860	11.079	12
13	1.1753	0.8509	0.071 32	0.083 82	14.021	11.930	13
14	1.1900	0.8404	0.065 81	0.078 31	15.196	12.771	14
15	1.2048	0.8300	0.061 03	0.073 53	16.386	13.601	15
16	1.2199	0.8197	0.056 85	0.069 35	17.591	14.420	16
17	1.2351	0.8096	0.053 16	0.065 66	18.811	15.230	17
18	1.2506	0.7996	0.049 88	0.062 38	20.046	16.030	18
19	1.2662	0.7898	0.046 96	0.059 46	21.297	16.819	19
20	1.2820	0.7800	0.044 37	0.056 82	22.563	17.599	20
21	1.2981	0.7704	0.041 94	0.054 44	23.845	18.370	21
22	1.3143	0.7609	0.039 77	0.052 27	25.143	19.131	22
23	1.3307	0.7515	0.037 80	0.050 30	26.457	19.882	23
24	1.3474	0.7422	0.035 99	0.048 49	27.788	20.624	24
25	1.3642	0.7330	0.034 32	0.046 82	29.135	21.357	25
26	1.3812	0.7240	0.032 79	0.045 29	30.500	22.081	26
27	1.3985	0.7150	0.031 37	0.043 87	31.881	22.796	27
28	1.4160	0.7062	0.030 05	0.042 55	33.279	23.503	28
29	1.4337	0.6975	0.028 82	0.041 32	34.695	24.200	29
30	1.4516	0.6889	0.027 68	0.040 18	36.129	24.889	30
31	1.4698	0.6804	0.026 61	0.039 11	37.581	25.569	31
32	1.4881	0.6720	0.025 61	0.038 11	39.050	26.241	32
33	1.5067	0.6637	0.024 67	0.037 17	40.539	26.905	33
34	1.5256	0.6555	0.023 78	0.036 28	42.045	27.560	34
35	1.5446	0.6474	0.022 95	0.035 45	43.571	28.208	35
40	1.6436	0.6084	0.019 42	0.031 92	51.490	31.327	40
45	1.7489	0.5718	0.016 69	0.029 19	59.916	34.258	45
50	1.8610	0.5373	0.014 52	0.027 02	68.882	37.013	50
55	1.9803	0.5050	0.012 75	0.025 25	78.422	39.602	55
60	2.1072	0.4746	0.011 29	0.023 79	88.575	42.035	60
65	2.2422	0.4460	0.010 06	0.022 56	99.377	44.321	65
70	2.3859	0.4191	0.009 02	0.021 52	110.872	46.470	70
75	2.5388	0.3939	0.008 12	0.020 62	123.103	48.489	75
80	2.7015	0.3702	0.007 35	0.019 85	136.119	50.387	80
85	2.8746	0.3479	0.006 67	0.019 17	149.968	52.170	85
90	3.0588	0.3269	0.006 07	0.018 57	164.705	53.846	90
95	3.2548	0.3072	0.005 54	0.018 04	180.386	55.421	95
100	3.4634	0.2887	0.005 07	0.017 57	197.072	56.901	100

TABLE E-3  
1½% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0150	0.9852	1.000 00	1.015 00	1.000	0.985	1
2	1.0302	0.9707	0.496 28	0.511 25	2.015	1.956	2
3	1.0457	0.9563	0.328 38	0.343 38	3.045	2.912	3
4	1.0614	0.9422	0.244 44	0.259 44	4.091	3.854	4
5	1.0773	0.9283	0.194 09	0.209 09	5.152	4.783	5
6	1.0934	0.9145	0.160 53	0.175 53	6.230	5.697	6
7	1.1098	0.9010	0.136 56	0.151 56	7.323	6.598	7
8	1.1265	0.8877	0.118 58	0.133 58	8.433	7.486	8
9	1.1434	0.8746	0.104 61	0.119 61	9.559	8.361	9
10	1.1605	0.8617	0.093 43	0.108 43	10.703	9.222	10
11	1.1779	0.8489	0.084 29	0.099 29	11.863	10.071	11
12	1.1956	0.8364	0.076 68	0.091 68	13.041	10.908	12
13	1.2136	0.8240	0.070 24	0.085 24	14.237	11.732	13
14	1.2318	0.8118	0.064 72	0.079 72	15.450	12.543	14
15	1.2502	0.7999	0.059 94	0.074 94	16.682	13.343	15
16	1.2690	0.7880	0.055 77	0.070 77	17.932	14.131	16
17	1.2880	0.7764	0.052 08	0.067 08	19.201	14.908	17
18	1.3073	0.7649	0.048 81	0.063 81	20.489	15.673	18
19	1.3270	0.7536	0.045 88	0.060 88	21.797	16.426	19
20	1.3469	0.7425	0.043 25	0.058 25	23.124	17.169	20
21	1.3671	0.7315	0.040 87	0.055 87	24.471	17.900	21
22	1.3876	0.7207	0.038 70	0.053 70	25.838	18.621	22
23	1.4084	0.7100	0.036 73	0.051 73	27.225	19.331	23
24	1.4300	0.6995	0.034 92	0.049 92	28.634	20.030	24
25	1.4509	0.6892	0.033 26	0.048 26	30.063	20.720	25
26	1.4727	0.6790	0.031 73	0.046 73	31.514	21.399	26
27	1.4948	0.6690	0.030 32	0.045 32	32.987	22.068	27
28	1.5172	0.6591	0.029 00	0.044 00	34.481	22.727	28
29	1.5400	0.6494	0.027 78	0.042 78	35.999	23.376	29
30	1.5631	0.6398	0.026 64	0.041 64	37.539	24.016	30
31	1.5865	0.6303	0.025 57	0.040 57	39.102	24.646	31
32	1.6103	0.6210	0.024 58	0.039 58	40.688	25.267	32
33	1.6345	0.6118	0.023 64	0.038 64	42.299	25.879	33
34	1.6590	0.6028	0.022 76	0.037 76	43.933	26.482	34
35	1.6839	0.5939	0.021 93	0.036 93	45.592	27.076	35
40	1.8140	0.5513	0.018 43	0.033 43	54.268	29.916	40
45	1.9542	0.5117	0.015 72	0.030 72	63.614	32.552	45
50	2.1052	0.4750	0.013 57	0.028 57	73.683	35.000	50
55	2.2679	0.4409	0.011 83	0.026 83	84.530	37.271	55
60	2.4432	0.4093	0.010 39	0.025 39	96.215	39.380	60
65	2.6320	0.3799	0.009 19	0.024 19	108.803	41.338	65
70	2.8355	0.3527	0.008 17	0.023 17	122.364	43.155	70
75	3.0546	0.3274	0.007 30	0.022 30	136.973	44.842	75
80	3.2907	0.3039	0.006 55	0.021 55	152.711	46.407	80
85	3.5450	0.2821	0.005 89	0.020 89	169.665	47.861	85
90	3.8189	0.2619	0.005 32	0.020 32	187.930	49.210	90
95	4.1141	0.2431	0.004 82	0.019 82	207.606	50.462	95
100	4.4320	0.2256	0.004 37	0.019 37	228.803	51.622	100

N

**TABLE E-4**  
1 1/4% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0175	0.9828	1.0000	1.0175	1.000	0.983	1
2	1.0353	0.9659	0.49566	0.51316	2.018	1.949	2
3	1.0534	0.9493	0.32757	0.34507	3.053	2.898	3
4	1.0719	0.9330	0.24353	0.26103	4.106	3.831	4
5	1.0906	0.9169	0.19312	0.21062	5.178	4.748	5
6	1.1097	0.9011	0.15952	0.17702	6.269	5.649	6
7	1.1291	0.8856	0.13553	0.15303	7.378	6.535	7
8	1.1489	0.8704	0.11754	0.13504	8.508	7.405	8
9	1.1690	0.8554	0.10356	0.12106	9.656	8.260	9
10	1.1894	0.8407	0.09238	0.10988	10.825	9.101	10
11	1.2103	0.8263	0.08323	0.10073	12.015	9.927	11
12	1.2314	0.8121	0.07561	0.09311	13.225	10.740	12
13	1.2530	0.7981	0.06917	0.08667	14.457	11.538	13
14	1.2749	0.7844	0.06366	0.08116	15.710	12.322	14
15	1.2972	0.7709	0.05888	0.07638	16.984	13.093	15
16	1.3199	0.7576	0.05470	0.07220	18.282	13.850	16
17	1.3430	0.7446	0.05102	0.06852	19.602	14.595	17
18	1.3665	0.7318	0.04774	0.06524	20.945	15.327	18
19	1.3904	0.7192	0.04482	0.06232	22.311	16.046	19
20	1.4148	0.7068	0.04219	0.05969	23.702	16.753	20
21	1.4395	0.6947	0.03981	0.05731	25.116	17.448	21
22	1.4647	0.6827	0.03766	0.05516	26.556	18.130	22
23	1.4904	0.6710	0.03569	0.05319	28.021	18.801	23
24	1.5164	0.6594	0.03389	0.05139	29.511	19.461	24
25	1.5430	0.6481	0.03223	0.04973	31.027	20.109	25
26	1.5700	0.6369	0.03070	0.04820	32.570	20.746	26
27	1.5975	0.6260	0.02929	0.04679	34.140	21.372	27
28	1.6254	0.6152	0.02798	0.04548	35.738	21.987	28
29	1.6539	0.6046	0.02676	0.04426	37.363	22.592	29
30	1.6828	0.5942	0.02563	0.04313	39.017	23.186	30
31	1.7122	0.5840	0.02457	0.04207	40.700	23.770	31
32	1.7422	0.5740	0.02358	0.04108	42.412	24.344	32
33	1.7727	0.5641	0.02265	0.04015	44.154	24.908	33
34	1.8037	0.5544	0.02177	0.03927	45.927	25.462	34
35	1.8353	0.5449	0.02095	0.03845	47.731	26.007	35
40	2.0016	0.4996	0.01747	0.03497	57.234	28.594	40
45	2.1830	0.4581	0.01479	0.03229	67.599	30.966	45
50	2.3808	0.4200	0.01267	0.03017	78.902	33.141	50
55	2.5965	0.3851	0.01096	0.02846	91.230	35.135	55
60	2.8318	0.3531	0.00955	0.02705	104.675	36.964	60
65	3.0884	0.3238	0.00838	0.02588	119.339	38.641	65
70	3.3683	0.2969	0.00739	0.02489	135.331	40.178	70
75	3.6735	0.2722	0.00655	0.02405	152.772	41.587	75
80	4.0064	0.2496	0.00582	0.02332	171.794	42.880	80
85	4.3694	0.2289	0.00519	0.02269	192.539	44.065	85
90	4.7654	0.2098	0.00465	0.02215	215.165	45.152	90
95	5.1972	0.1924	0.00417	0.02167	239.840	46.148	95
100	5.6682	0.1764	0.00375	0.02125	266.752	47.061	100

**TABLE E-5**  
2% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0200	0.9804	1.0000	1.0200	1.000	0.980	1
2	1.0404	0.9612	0.49505	0.51505	2.020	1.942	2
3	1.0612	0.9423	0.32675	0.34675	3.060	2.884	3
4	1.0824	0.9238	0.24262	0.26262	4.122	3.808	4
5	1.1041	0.9057	0.19216	0.21216	5.204	4.713	5
6	1.1262	0.8880	0.15853	0.17853	6.308	5.601	6
7	1.1487	0.8706	0.13451	0.15451	7.434	6.472	7
8	1.1717	0.8535	0.11651	0.13651	8.583	7.325	8
9	1.1951	0.8368	0.10252	0.12252	9.755	8.162	9
10	1.2190	0.8203	0.09133	0.11133	10.950	8.983	10
11	1.2434	0.8043	0.08218	0.10218	12.169	9.787	11
12	1.2682	0.7885	0.07456	0.09456	13.412	10.575	12
13	1.2936	0.7730	0.06812	0.08812	14.680	11.348	13
14	1.3195	0.7579	0.06260	0.08260	15.974	12.106	14
15	1.3459	0.7430	0.05783	0.07783	17.293	12.849	15
16	1.3728	0.7284	0.05365	0.07365	18.639	13.578	16
17	1.4002	0.7142	0.04997	0.06997	20.012	14.292	17
18	1.4282	0.7002	0.04670	0.06670	21.412	14.992	18
19	1.4568	0.6864	0.04378	0.06378	22.841	15.678	19
20	1.4859	0.6730	0.04116	0.06116	24.297	16.351	20
21	1.5157	0.6598	0.03878	0.05878	25.783	17.011	21
22	1.5460	0.6468	0.03663	0.05663	27.299	17.658	22
23	1.5769	0.6342	0.03467	0.05467	28.845	18.292	23
24	1.6084	0.6217	0.03287	0.05287	30.422	18.914	24
25	1.6406	0.6095	0.03122	0.05122	32.030	19.523	25
26	1.6734	0.5976	0.02970	0.04970	33.671	20.121	26
27	1.7069	0.5859	0.02829	0.04829	35.344	20.707	27
28	1.7410	0.5744	0.02699	0.04699	37.051	21.281	28
29	1.7758	0.5631	0.02578	0.04578	38.792	21.844	29
30	1.8114	0.5521	0.02465	0.04465	40.568	22.396	30
31	1.8476	0.5412	0.02360	0.04360	42.379	22.938	31
32	1.8845	0.5306	0.02261	0.04261	44.227	23.468	32
33	1.9222	0.5202	0.02169	0.04169	46.112	23.989	33
34	1.9607	0.5100	0.02082	0.04082	48.034	24.499	34
35	1.9999	0.5000	0.02000	0.04000	49.994	24.999	35
40	2.2080	0.4529	0.01656	0.03656	60.402	27.355	40
45	2.4379	0.4102	0.01391	0.03391	71.893	29.490	45
50	2.6916	0.3715	0.01182	0.03182	84.579	31.424	50
55	2.9717	0.3365	0.01014	0.03014	98.587	33.175	55
60	3.2810	0.3048	0.00877	0.02877	114.052	34.761	60
65	3.6225	0.2761	0.00763	0.02763	131.126	36.197	65
70	3.9996	0.2500	0.00667	0.02667	149.978	37.499	70
75	4.4158	0.2265	0.00586	0.02586	170.792	38.677	75
80	4.8754	0.2051	0.00516	0.02516	193.772	39.745	80
85	5.3829	0.1858	0.00456	0.02456	219.144	40.711	85
90	5.9431	0.1683	0.00405	0.02405	247.157	41.587	90
95	6.5617	0.1524	0.00360	0.02360	278.085	42.380	95
100	7.2446	0.1380	0.00320	0.02320	312.232	43.098	100

**TABLE E-6**  
2½% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0250	0.9756	1.000 00	1.025 00	1.000	0.976	1
2	1.0506	0.9518	0.493 83	0.518 83	2.025	1.927	2
3	1.0769	0.9286	0.325 14	0.350 14	3.076	2.856	3
4	1.1038	0.9060	0.240 82	0.265 82	4.153	3.762	4
5	1.1314	0.8839	0.190 25	0.215 25	5.256	4.646	5
6	1.1597	0.8623	0.156 55	0.181 55	6.388	5.508	6
7	1.1887	0.8413	0.132 50	0.157 50	7.547	6.349	7
8	1.2184	0.8207	0.114 47	0.139 47	8.736	7.170	8
9	1.2489	0.8007	0.100 46	0.125 46	9.955	7.971	9
10	1.2801	0.7812	0.089 26	0.114 26	11.203	8.752	10
11	1.3121	0.7621	0.080 11	0.105 11	12.483	9.514	11
12	1.3449	0.7436	0.072 49	0.097 49	13.796	10.258	12
13	1.3785	0.7254	0.066 05	0.091 05	15.140	10.983	13
14	1.4130	0.7077	0.060 54	0.085 54	16.519	11.691	14
15	1.4483	0.6905	0.055 77	0.080 77	17.932	12.381	15
16	1.4845	0.6736	0.051 60	0.076 60	19.380	13.055	16
17	1.5216	0.6572	0.047 93	0.072 93	20.865	13.712	17
18	1.5597	0.6412	0.044 67	0.069 67	22.386	14.353	18
19	1.5987	0.6255	0.041 76	0.066 76	23.946	14.979	19
20	1.6386	0.6103	0.039 15	0.064 15	25.545	15.589	20
21	1.6796	0.5954	0.036 79	0.061 79	27.183	16.185	21
22	1.7216	0.5809	0.034 65	0.059 65	28.863	16.765	22
23	1.7646	0.5667	0.032 70	0.057 70	30.584	17.332	23
24	1.8087	0.5529	0.030 91	0.055 91	32.349	17.885	24
25	1.8539	0.5394	0.029 28	0.054 28	34.158	18.424	25
26	1.9003	0.5262	0.027 77	0.052 77	36.012	18.951	26
27	1.9478	0.5134	0.026 38	0.051 38	37.912	19.464	27
28	1.9965	0.5009	0.025 09	0.050 09	39.860	19.965	28
29	2.0464	0.4887	0.023 89	0.048 89	41.856	20.454	29
30	2.0976	0.4767	0.022 78	0.047 78	43.903	20.930	30
31	2.1500	0.4651	0.021 74	0.046 74	46.000	21.395	31
32	2.2038	0.4538	0.020 77	0.045 77	48.150	21.849	32
33	2.2589	0.4427	0.019 86	0.044 86	50.354	22.292	33
34	2.3153	0.4319	0.019 01	0.044 01	52.613	22.724	34
35	2.3732	0.4214	0.018 21	0.043 21	54.928	23.145	35
40	2.6851	0.3724	0.014 84	0.039 84	67.403	25.103	40
45	3.0379	0.3292	0.012 27	0.037 27	81.516	26.833	45
50	3.4371	0.2909	0.010 26	0.035 26	97.484	28.362	50
55	3.8888	0.2572	0.008 65	0.033 65	115.551	29.714	55
60	4.3998	0.2273	0.007 35	0.032 35	135.992	30.909	60
65	4.9780	0.2009	0.006 28	0.031 28	159.118	31.965	65
70	5.6321	0.1776	0.005 40	0.030 40	185.284	32.898	70
75	6.3722	0.1569	0.004 65	0.029 65	214.888	33.723	75
80	7.2100	0.1387	0.004 03	0.029 03	248.383	34.452	80
85	8.1570	0.1226	0.003 49	0.028 49	286.279	35.096	85
90	9.2289	0.1084	0.003 04	0.028 04	329.154	35.666	90
95	10.4416	0.0958	0.002 65	0.027 65	377.664	36.169	95
100	11.8137	0.0846	0.002 31	0.027 31	432.549	36.614	100

**TABLE E-7**  
3% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0300	0.9709	1.000 00	1.030 00	1.000	0.971	1
2	1.0609	0.9426	0.492 61	0.522 61	2.030	1.913	2
3	1.0927	0.9151	0.323 53	0.353 53	3.091	2.829	3
4	1.1255	0.8885	0.239 03	0.269 03	4.184	3.717	4
5	1.1593	0.8626	0.188 35	0.218 35	5.309	4.580	5
6	1.1941	0.8375	0.154 60	0.184 60	6.468	5.417	6
7	1.2299	0.8131	0.130 51	0.160 51	7.662	6.230	7
8	1.2668	0.7894	0.112 46	0.142 46	8.892	7.020	8
9	1.3048	0.7664	0.098 43	0.128 43	10.159	7.786	9
10	1.3439	0.7441	0.087 23	0.117 23	11.464	8.530	10
11	1.3842	0.7224	0.078 08	0.108 08	12.808	9.253	11
12	1.4258	0.7014	0.070 46	0.100 46	14.192	9.954	12
13	1.4685	0.6810	0.064 03	0.094 03	15.618	10.635	13
14	1.5126	0.6611	0.058 53	0.088 53	17.086	11.296	14
15	1.5580	0.6419	0.053 77	0.083 77	18.599	11.938	15
16	1.6047	0.6232	0.049 61	0.079 61	20.157	12.561	16
17	1.6528	0.6050	0.045 95	0.075 95	21.762	13.166	17
18	1.7024	0.5874	0.042 71	0.072 71	23.414	13.754	18
19	1.7535	0.5703	0.039 81	0.069 81	25.117	14.324	19
20	1.8061	0.5537	0.037 22	0.067 22	26.870	14.877	20
21	1.8603	0.5375	0.034 87	0.064 87	28.676	15.415	21
22	1.9161	0.5219	0.032 75	0.062 75	30.537	15.937	22
23	1.9736	0.5067	0.030 81	0.060 81	32.453	16.444	23
24	2.0328	0.4919	0.029 05	0.059 05	34.426	16.936	24
25	2.0938	0.4776	0.027 43	0.057 43	36.459	17.413	25
26	2.1566	0.4637	0.025 94	0.055 94	38.553	17.877	26
27	2.2213	0.4502	0.024 56	0.054 56	40.710	18.327	27
28	2.2879	0.4371	0.023 29	0.053 29	42.931	18.764	28
29	2.3566	0.4243	0.022 11	0.052 11	45.219	19.188	29
30	2.4273	0.4120	0.021 02	0.051 02	47.575	19.600	30
31	2.5001	0.4000	0.020 00	0.050 00	50.003	20.000	31
32	2.5751	0.3883	0.019 05	0.049 05	52.503	20.389	32
33	2.6523	0.3770	0.018 16	0.048 16	55.078	20.766	33
34	2.7319	0.3660	0.017 32	0.047 32	57.730	21.132	34
35	2.8139	0.3554	0.016 54	0.046 54	60.462	21.487	35
40	3.2620	0.3066	0.013 26	0.043 26	75.401	23.115	40
45	3.7816	0.2644	0.010 79	0.040 79	92.720	24.519	45
50	4.3839	0.2281	0.008 87	0.038 87	112.797	25.730	50
55	5.0821	0.1968	0.007 35	0.037 35	136.072	26.774	55
60	5.8916	0.1697	0.006 13	0.036 13	163.053	27.676	60
65	6.8300	0.1464	0.005 15	0.035 15	194.333	28.453	65
70	7.9178	0.1263	0.004 34	0.034 34	230.594	29.123	70
75	9.1789	0.1089	0.003 67	0.033 67	272.631	29.702	75
80	10.6409	0.0940	0.003 11	0.033 11	321.363	30.201	80
85	12.3357	0.0811	0.002 65	0.032 65	377.857	30.631	85
90	14.3005	0.0699	0.002 26	0.032 26	443.349	31.002	90
95	16.5782	0.0603	0.001 93	0.031 93	519.272	31.323	95
100	19.2186	0.0520	0.001 65	0.031 65	607.288	31.599	100

**TABLE E-8**  
**3½% Compound Interest Factors**

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0350	0.9662	1.00000	1.03500	1.000	0.966	1
2	1.0712	0.9335	0.49140	0.52640	2.035	1.900	2
3	1.1087	0.9019	0.32193	0.35693	3.106	2.802	3
4	1.1475	0.8714	0.23725	0.27225	4.215	3.673	4
5	1.1877	0.8420	0.18648	0.22148	5.362	4.515	5
6	1.2293	0.8135	0.15267	0.18767	6.550	5.329	6
7	1.2723	0.7860	0.12854	0.16354	7.779	6.115	7
8	1.3168	0.7594	0.11048	0.14548	9.052	6.874	8
9	1.3629	0.7337	0.09645	0.13145	10.368	7.608	9
10	1.4106	0.7089	0.08524	0.12024	11.731	8.317	10
11	1.4600	0.6849	0.07609	0.11109	13.142	9.002	11
12	1.5111	0.6618	0.06848	0.10348	14.602	9.663	12
13	1.5640	0.6394	0.06206	0.09706	16.113	10.303	13
14	1.6187	0.6178	0.05657	0.09157	17.677	10.921	14
15	1.6753	0.5969	0.05183	0.08683	19.296	11.517	15
16	1.7340	0.5767	0.04768	0.08268	20.971	12.094	16
17	1.7947	0.5572	0.04404	0.07904	22.705	12.651	17
18	1.8575	0.5384	0.04082	0.07582	24.500	13.190	18
19	1.9225	0.5202	0.03794	0.07294	26.357	13.710	19
20	1.9898	0.5026	0.03536	0.07036	28.280	14.212	20
21	2.0594	0.4856	0.03304	0.06804	30.269	14.698	21
22	2.1315	0.4692	0.03093	0.06593	32.329	15.167	22
23	2.2061	0.4533	0.02902	0.06402	34.460	15.620	23
24	2.2833	0.4380	0.02727	0.06227	36.667	16.058	24
25	2.3632	0.4231	0.02567	0.06067	38.950	16.482	25
26	2.4460	0.4088	0.02421	0.05921	41.313	16.890	26
27	2.5316	0.3950	0.02285	0.05785	43.759	17.285	27
28	2.6202	0.3817	0.02160	0.05660	46.291	17.667	28
29	2.7119	0.3687	0.02045	0.05545	48.911	18.036	29
30	2.8068	0.3563	0.01937	0.05437	51.623	18.392	30
31	2.9050	0.3442	0.01837	0.05337	54.429	18.736	31
32	3.0067	0.3326	0.01744	0.05244	57.335	19.069	32
33	3.1119	0.3213	0.01657	0.05157	60.341	19.390	33
34	3.2209	0.3105	0.01576	0.05076	63.453	19.701	34
35	3.3336	0.3000	0.01500	0.05000	66.674	20.001	35
40	3.9593	0.2526	0.01183	0.04683	84.550	21.355	40
45	4.7024	0.2127	0.00945	0.04445	105.782	22.495	45
50	5.5849	0.1791	0.00763	0.04263	130.998	23.456	50
55	6.6331	0.1508	0.00621	0.04121	160.947	24.264	55
60	7.8781	0.1269	0.00509	0.04009	196.517	24.945	60
65	9.3567	0.1069	0.00419	0.03919	238.763	25.518	65
70	11.1128	0.0900	0.00346	0.03846	288.938	26.000	70
75	13.1986	0.0758	0.00287	0.03787	348.530	26.407	75
80	15.6757	0.0638	0.00238	0.03738	419.307	26.749	80
85	18.6179	0.0537	0.00199	0.03699	503.367	27.037	85
90	22.1122	0.0452	0.00166	0.03666	603.205	27.279	90
95	26.2623	0.0381	0.00139	0.03639	721.781	27.484	95
100	31.1914	0.0321	0.00116	0.03616	862.612	27.655	100

**TABLE E-9**  
**4% Compound Interest Factors**

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0400	0.9615	1.00000	1.04000	1.000	0.962	1
2	1.0816	0.9246	0.49020	0.53020	2.040	1.886	2
3	1.1249	0.8890	0.32035	0.36035	3.122	2.775	3
4	1.1699	0.8548	0.23549	0.27549	4.246	3.630	4
5	1.2167	0.8219	0.18463	0.22463	5.416	4.452	5
6	1.2653	0.7903	0.15076	0.19076	6.633	5.242	6
7	1.3159	0.7599	0.12661	0.16661	7.898	6.002	7
8	1.3686	0.7307	0.10853	0.14853	9.214	6.733	8
9	1.4233	0.7026	0.09449	0.13449	10.583	7.435	9
10	1.4802	0.6756	0.08329	0.12329	12.006	8.111	10
11	1.5395	0.6496	0.07415	0.11415	13.486	8.760	11
12	1.6010	0.6246	0.06655	0.10655	15.026	9.385	12
13	1.6651	0.6006	0.06014	0.10014	16.627	9.986	13
14	1.7317	0.5775	0.05467	0.09467	18.292	10.563	14
15	1.8009	0.5553	0.04994	0.08994	20.024	11.118	15
16	1.8730	0.5339	0.04582	0.08582	21.825	11.652	16
17	1.9479	0.5134	0.04220	0.08220	23.698	12.166	17
18	2.0258	0.4936	0.03899	0.07899	25.645	12.659	18
19	2.1068	0.4746	0.03614	0.07614	27.671	13.134	19
20	2.1911	0.4564	0.03358	0.07358	29.778	13.590	20
21	2.2788	0.4388	0.03128	0.07128	31.969	14.029	21
22	2.3699	0.4220	0.02920	0.06920	34.248	14.451	22
23	2.4647	0.4057	0.02731	0.06731	36.618	14.857	23
24	2.5633	0.3901	0.02559	0.06559	39.083	15.247	24
25	2.6658	0.3751	0.02401	0.06401	41.646	15.622	25
26	2.7725	0.3607	0.02257	0.06257	44.312	15.983	26
27	2.8834	0.3468	0.02124	0.06124	47.084	16.330	27
28	2.9987	0.3335	0.02001	0.06001	49.968	16.663	28
29	3.1187	0.3207	0.01888	0.05888	52.966	16.984	29
30	3.2434	0.3083	0.01783	0.05783	56.085	17.292	30
31	3.3731	0.2965	0.01686	0.05686	59.328	17.588	31
32	3.5081	0.2851	0.01595	0.05595	62.701	17.874	32
33	3.6484	0.2741	0.01510	0.05510	66.210	18.148	33
34	3.7943	0.2636	0.01431	0.05431	69.858	18.411	34
35	3.9461	0.2534	0.01358	0.05358	73.652	18.665	35
40	4.8010	0.2083	0.01052	0.05052	95.026	19.793	40
45	5.8412	0.1712	0.00826	0.04826	121.029	20.720	45
50	7.1067	0.1407	0.00655	0.04655	152.667	21.482	50
55	8.6464	0.1157	0.00523	0.04523	191.159	22.109	55
60	10.5196	0.0951	0.00420	0.04420	237.991	22.623	60
65	12.7987	0.0781	0.00339	0.04339	294.968	23.047	65
70	15.5716	0.0642	0.00275	0.04275	364.290	23.395	70
75	18.9453	0.0528	0.00223	0.04223	448.631	23.680	75
80	23.0500	0.0434	0.00181	0.04181	551.245	23.915	80
85	28.0436	0.0357	0.00148	0.04148	676.090	24.109	85
90	34.1193	0.0293	0.00121	0.04121	827.983	24.267	90
95	41.5114	0.0241	0.00099	0.04099	1012.785	24.398	95
100	50.5049	0.0198	0.00081	0.04081	1237.624	24.505	100

TABLE E-12  
5½% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0550	0.9479	1.000 00	1.055 00	1.000	0.948	1
2	1.1130	0.8985	0.486 62	0.541 62	2.055	1.846	2
3	1.1742	0.8516	0.315 65	0.370 65	3.168	2.698	3
4	1.2388	0.8072	0.230 29	0.285 29	4.342	3.505	4
5	1.3070	0.7651	0.179 18	0.234 18	5.581	4.270	5
6	1.3788	0.7252	0.145 18	0.200 18	6.888	4.996	6
7	1.4547	0.6874	0.120 96	0.175 96	8.267	5.683	7
8	1.5347	0.6516	0.102 86	0.157 86	9.722	6.335	8
9	1.6191	0.6176	0.088 84	0.143 84	11.256	6.952	9
10	1.7081	0.5854	0.077 67	0.132 67	12.875	7.538	10
11	1.8021	0.5549	0.068 57	0.123 57	14.583	8.093	11
12	1.9012	0.5260	0.061 03	0.116 03	16.386	8.619	12
13	2.0058	0.4986	0.054 68	0.109 68	18.287	9.117	13
14	2.1161	0.4726	0.049 28	0.104 28	20.293	9.590	14
15	2.2325	0.4479	0.044 63	0.099 63	22.409	10.038	15
16	2.3553	0.4245	0.040 58	0.095 58	24.641	10.462	16
17	2.4848	0.4024	0.037 04	0.092 04	26.996	10.865	17
18	2.6215	0.3815	0.033 92	0.088 92	29.481	11.246	18
19	2.7656	0.3616	0.031 15	0.086 15	32.103	11.608	19
20	2.9178	0.3427	0.028 68	0.083 68	34.868	11.950	20
21	3.0782	0.3249	0.026 46	0.081 46	37.786	12.275	21
22	3.2475	0.3079	0.024 47	0.079 47	40.864	12.583	22
23	3.4262	0.2919	0.022 67	0.077 67	44.112	12.875	23
24	3.6146	0.2767	0.021 04	0.076 04	47.538	13.152	24
25	3.8134	0.2622	0.019 55	0.074 55	51.153	13.414	25
26	4.0231	0.2486	0.018 19	0.073 19	54.966	13.662	26
27	4.2444	0.2356	0.016 95	0.071 95	58.989	13.898	27
28	4.4778	0.2233	0.015 81	0.070 81	63.234	14.121	28
29	4.7241	0.2117	0.014 77	0.069 77	67.711	14.333	29
30	4.9840	0.2006	0.013 81	0.068 81	72.435	14.534	30
31	5.2581	0.1902	0.012 92	0.067 92	77.419	14.724	31
32	5.5473	0.1803	0.012 10	0.067 10	82.677	14.904	32
33	5.8524	0.1709	0.011 33	0.066 33	88.225	15.075	33
34	6.1742	0.1620	0.010 63	0.065 63	94.077	15.237	34
35	6.5138	0.1535	0.009 97	0.064 97	100.251	15.391	35
40	8.5133	0.1175	0.007 32	0.062 32	136.606	16.046	40
45	11.1266	0.0899	0.005 43	0.060 43	184.119	16.548	45
50	14.5420	0.0688	0.004 06	0.059 06	246.217	16.932	50
55	19.0058	0.0526	0.003 05	0.058 05	327.377	17.225	55
60	24.8398	0.0403	0.002 31	0.057 31	433.450	17.450	60
65	32.4646	0.0308	0.001 75	0.056 75	572.083	17.622	65
70	42.4299	0.0236	0.001 33	0.056 33	753.271	17.753	70
75	55.4542	0.0180	0.001 01	0.056 01	990.076	17.854	75
80	72.4764	0.0138	0.000 77	0.055 77	1299.571	17.931	80
85	94.7238	0.0106	0.000 59	0.055 59	1704.069	17.990	85
90	123.8002	0.0081	0.000 45	0.055 45	2232.731	18.035	90
95	161.8019	0.0062	0.000 34	0.055 34	2923.671	18.069	95
100	211.4686	0.0047	0.000 26	0.055 26	3826.702	18.096	100

TABLE E-13  
6% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0600	0.9434	1.000 00	1.060 00	1.000	0.943	1
2	1.1236	0.8900	0.485 44	0.545 44	2.060	1.833	2
3	1.1910	0.8396	0.314 11	0.374 11	3.184	2.673	3
4	1.2625	0.7921	0.228 59	0.288 59	4.375	3.465	4
5	1.3382	0.7473	0.177 40	0.237 40	5.637	4.212	5
6	1.4185	0.7050	0.143 36	0.203 36	6.975	4.917	6
7	1.5036	0.6651	0.119 14	0.179 14	8.394	5.582	7
8	1.5938	0.6274	0.101 04	0.161 04	9.897	6.210	8
9	1.6895	0.5919	0.087 02	0.147 02	11.491	6.802	9
10	1.7908	0.5584	0.075 87	0.135 87	13.181	7.360	10
11	1.8983	0.5268	0.066 79	0.126 79	14.972	7.887	11
12	2.0122	0.4970	0.059 28	0.119 28	16.870	8.384	12
13	2.1329	0.4688	0.052 96	0.112 96	18.882	8.853	13
14	2.2609	0.4423	0.047 58	0.107 58	21.015	9.295	14
15	2.3966	0.4173	0.042 96	0.102 96	23.276	9.712	15
16	2.5404	0.3936	0.038 95	0.098 95	25.673	10.106	16
17	2.6928	0.3714	0.035 44	0.095 44	28.213	10.477	17
18	2.8543	0.3503	0.032 36	0.092 36	30.906	10.828	18
19	3.0256	0.3305	0.029 62	0.089 62	33.760	11.158	19
20	3.2071	0.3118	0.027 18	0.087 18	36.786	11.470	20
21	3.3996	0.2942	0.025 00	0.085 00	39.993	11.764	21
22	3.6035	0.2775	0.023 05	0.083 05	43.392	12.042	22
23	3.8197	0.2618	0.021 28	0.081 28	46.996	12.303	23
24	4.0489	0.2470	0.019 68	0.079 68	50.816	12.550	24
25	4.2919	0.2330	0.018 23	0.078 23	54.865	12.783	25
26	4.5494	0.2198	0.016 90	0.076 90	59.156	13.003	26
27	4.8223	0.2074	0.015 70	0.075 70	63.706	13.211	27
28	5.1117	0.1956	0.014 59	0.074 59	68.528	13.406	28
29	5.4184	0.1846	0.013 58	0.073 58	73.640	13.591	29
30	5.7435	0.1741	0.012 65	0.072 65	79.058	13.765	30
31	6.0881	0.1643	0.011 79	0.071 79	84.802	13.929	31
32	6.4534	0.1550	0.011 00	0.071 00	90.890	14.084	32
33	6.8406	0.1462	0.010 27	0.070 27	97.343	14.230	33
34	7.2510	0.1379	0.009 60	0.069 60	104.184	14.368	34
35	7.6861	0.1301	0.008 97	0.068 97	111.435	14.498	35
40	10.2857	0.0972	0.006 46	0.066 46	154.762	15.046	40
45	13.7646	0.0727	0.004 70	0.064 70	212.744	15.456	45
50	18.4202	0.0543	0.003 44	0.063 44	290.336	15.762	50
55	24.6503	0.0406	0.002 54	0.062 54	394.172	15.991	55
60	32.9877	0.0303	0.001 88	0.061 88	533.128	16.161	60
65	44.1450	0.0227	0.001 39	0.061 39	719.083	16.289	65
70	59.0759	0.0169	0.001 03	0.061 03	967.932	16.385	70
75	79.0569	0.0126	0.000 77	0.060 77	1300.949	16.456	75
80	105.7960	0.0095	0.000 57	0.060 57	1746.600	16.509	80
85	141.5789	0.0071	0.000 43	0.060 43	2342.982	16.549	85
90	189.4645	0.0053	0.000 32	0.060 32	3141.075	16.579	90
95	253.5463	0.0039	0.000 24	0.060 24	4209.104	16.601	95
100	339.3021	0.0029	0.000 18	0.060 18	5638.368	16.618	100

TABLE E-14

7% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0700	0.9346	1.0000	1.0700	1.000	0.935	1
2	1.1449	0.8734	0.48309	0.55309	2.070	1.808	2
3	1.2250	0.8163	0.31105	0.38105	3.215	2.624	3
4	1.3108	0.7629	0.22523	0.29523	4.440	3.387	4
5	1.4026	0.7130	0.17389	0.24389	5.751	4.100	5
6	1.5007	0.6663	0.13980	0.20980	7.153	4.767	6
7	1.6058	0.6227	0.11555	0.18555	8.654	5.389	7
8	1.7182	0.5820	0.09747	0.16747	10.260	5.971	8
9	1.8385	0.5439	0.08349	0.15349	11.978	6.515	9
10	1.9672	0.5083	0.07238	0.14238	13.816	7.024	10
11	2.1049	0.4751	0.06336	0.13336	15.784	7.499	11
12	2.2522	0.4440	0.05590	0.12590	17.888	7.943	12
13	2.4098	0.4150	0.04965	0.11965	20.141	8.358	13
14	2.5785	0.3878	0.04434	0.11434	22.550	8.745	14
15	2.7590	0.3624	0.03979	0.10979	25.129	9.108	15
16	2.9522	0.3387	0.03586	0.10586	27.888	9.447	16
17	3.1588	0.3166	0.03243	0.10243	30.840	9.763	17
18	3.3799	0.2959	0.02941	0.09941	33.999	10.059	18
19	3.6165	0.2765	0.02675	0.09675	37.379	10.336	19
20	3.8697	0.2584	0.02439	0.09439	40.995	10.594	20
21	4.1406	0.2415	0.02229	0.09229	44.865	10.836	21
22	4.4304	0.2257	0.02041	0.09041	49.006	11.061	22
23	4.7405	0.2109	0.01871	0.08871	53.436	11.272	23
24	5.0724	0.1971	0.01719	0.08719	58.177	11.469	24
25	5.4274	0.1842	0.01581	0.08581	63.249	11.654	25
26	5.8074	0.1722	0.01456	0.08456	68.676	11.826	26
27	6.2139	0.1609	0.01343	0.08343	74.484	11.987	27
28	6.6488	0.1504	0.01239	0.08239	80.698	12.137	28
29	7.1143	0.1406	0.01145	0.08145	87.347	12.278	29
30	7.6123	0.1314	0.01059	0.08059	94.461	12.409	30
31	8.1451	0.1228	0.00980	0.07980	102.073	12.532	31
32	8.7153	0.1147	0.00907	0.07907	110.218	12.647	32
33	9.3253	0.1072	0.00841	0.07841	118.933	12.754	33
34	9.9781	0.1002	0.00780	0.07780	128.259	12.854	34
35	10.6766	0.0937	0.00723	0.07723	138.237	12.948	35
40	14.9745	0.0668	0.00501	0.07501	199.635	13.332	40
45	21.0025	0.0476	0.00350	0.07350	285.749	13.606	45
50	29.4570	0.0339	0.00246	0.07246	406.529	13.801	50
55	41.3150	0.0242	0.00174	0.07174	575.929	13.940	55
60	57.9464	0.0173	0.00123	0.07123	813.520	14.039	60
65	81.2729	0.0123	0.00087	0.07087	1146.755	14.110	65
70	113.9694	0.0088	0.00062	0.07062	1614.134	14.160	70
75	159.8760	0.0063	0.00044	0.07044	2269.657	14.196	75
80	224.2344	0.0045	0.00031	0.07031	3189.063	14.222	80
85	314.5003	0.0032	0.00022	0.07022	4478.576	14.240	85
90	441.1030	0.0023	0.00016	0.07016	6287.185	14.253	90
95	618.6697	0.0016	0.00011	0.07011	8823.854	14.263	95
100	867.7163	0.0012	0.00008	0.07008	12381.662	14.269	100

8% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.0800	0.9259	1.0000	1.0800	1.000	0.926	1
2	1.1664	0.8573	0.48077	0.56077	2.080	1.783	2
3	1.2597	0.7938	0.30803	0.35803	3.246	2.577	3
4	1.3605	0.7350	0.22192	0.30192	4.506	3.332	4
5	1.4693	0.6806	0.17046	0.25046	5.867	3.993	5
6	1.5869	0.6302	0.13632	0.21632	7.336	4.623	6
7	1.7138	0.5835	0.11207	0.19207	8.923	5.206	7
8	1.8509	0.5403	0.09401	0.17401	10.637	5.747	8
9	1.9990	0.5002	0.08008	0.16008	12.488	6.247	9
10	2.1589	0.4632	0.06903	0.14903	14.487	6.710	10
11	2.3316	0.4289	0.06008	0.14008	16.645	7.139	11
12	2.5182	0.3971	0.05270	0.13270	18.977	7.536	12
13	2.7196	0.3677	0.04652	0.12652	21.495	7.904	13
14	2.9372	0.3405	0.04130	0.12130	24.215	8.244	14
15	3.1722	0.3152	0.03683	0.11683	27.152	8.559	15
16	3.4259	0.2919	0.03298	0.11298	30.324	8.851	16
17	3.7000	0.2703	0.02963	0.10963	33.750	9.122	17
18	3.9960	0.2502	0.02670	0.10670	37.450	9.372	18
19	4.3157	0.2317	0.02413	0.10413	41.446	9.604	19
20	4.6610	0.2145	0.02185	0.10185	45.762	9.818	20
21	5.0338	0.1987	0.01983	0.09983	50.423	10.017	21
22	5.4365	0.1839	0.01803	0.09803	55.457	10.201	22
23	5.8715	0.1703	0.01642	0.09642	60.893	10.371	23
24	6.3412	0.1577	0.01498	0.09498	66.765	10.529	24
25	6.8485	0.1460	0.01368	0.09368	73.106	10.675	25
26	7.3964	0.1352	0.01251	0.09251	79.954	10.810	26
27	7.9881	0.1252	0.01145	0.09145	87.351	10.935	27
28	8.6271	0.1159	0.01049	0.09049	95.339	11.051	28
29	9.3173	0.1073	0.00962	0.08962	103.966	11.158	29
30	10.0627	0.0994	0.00883	0.08883	113.283	11.258	30
31	10.8677	0.0920	0.00811	0.08811	123.346	11.350	31
32	11.7371	0.0852	0.00745	0.08745	134.214	11.435	32
33	12.6760	0.0789	0.00685	0.08685	145.951	11.514	33
34	13.6901	0.0730	0.00630	0.08630	158.627	11.587	34
35	14.7853	0.0676	0.00580	0.08580	172.317	11.655	35
40	21.7245	0.0460	0.00386	0.08386	259.057	11.925	40
45	31.9204	0.0313	0.00259	0.08259	386.506	12.108	45
50	46.9016	0.0213	0.00174	0.08174	573.770	12.233	50
55	68.9139	0.0145	0.00118	0.08118	848.923	12.319	55
60	101.2571	0.0099	0.00080	0.08080	1253.213	12.377	60
65	148.7798	0.0067	0.00054	0.08054	1847.248	12.416	65
70	218.6064	0.0046	0.00037	0.08037	2720.080	12.443	70
75	321.2045	0.0031	0.00025	0.08025	4002.557	12.461	75
80	471.9548	0.0021	0.00017	0.08017	5856.935	12.474	80
85	693.4565	0.0014	0.00012	0.08012	8655.706	12.482	85
90	1019.9151	0.0010	0.00008	0.08008	12733.939	12.488	90
95	1497.1115	0.0007	0.00005	0.08005	18701.507	12.492	95
100	2199.7613	0.0005	0.00004	0.08004	27484.516	12.494	100

TABLE E-16  
10% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.1000	0.9091	1.0000	1.1000	1.000	0.909	1
2	1.2100	0.8264	0.47619	0.57619	2.100	1.736	2
3	1.3310	0.7513	0.30211	0.40211	3.310	2.487	3
4	1.4641	0.6830	0.21547	0.31547	4.641	3.170	4
5	1.6105	0.6209	0.16380	0.26380	6.105	3.791	5
6	1.7716	0.5645	0.12961	0.22961	7.716	4.355	6
7	1.9487	0.5132	0.10541	0.20541	9.487	4.868	7
8	2.1436	0.4665	0.08744	0.18744	11.436	5.335	8
9	2.3579	0.4241	0.07364	0.17364	13.579	5.759	9
10	2.5937	0.3855	0.06275	0.16275	15.937	6.144	10
11	2.8531	0.3505	0.05396	0.15396	18.531	6.495	11
12	3.1384	0.3186	0.04676	0.14676	21.384	6.814	12
13	3.4523	0.2897	0.04078	0.14078	24.523	7.103	13
14	3.7975	0.2633	0.03575	0.13575	27.975	7.367	14
15	4.1772	0.2394	0.03147	0.13147	31.772	7.606	15
16	4.5950	0.2176	0.02782	0.12782	35.950	7.824	16
17	5.0545	0.1978	0.02466	0.12466	40.545	8.022	17
18	5.5599	0.1799	0.02193	0.12193	45.599	8.201	18
19	6.1159	0.1635	0.01955	0.11955	51.159	8.365	19
20	6.7275	0.1486	0.01746	0.11746	57.275	8.514	20
21	7.4002	0.1351	0.01562	0.11562	64.002	8.649	21
22	8.1403	0.1228	0.01401	0.11401	71.403	8.772	22
23	8.9543	0.1117	0.01257	0.11257	79.543	8.883	23
24	9.8497	0.1015	0.01130	0.11130	88.497	8.985	24
25	10.8347	0.0923	0.01017	0.11017	98.347	9.077	25
26	11.9182	0.0839	0.00916	0.10916	109.182	9.161	26
27	13.1100	0.0763	0.00826	0.10826	121.100	9.237	27
28	14.4210	0.0693	0.00745	0.10745	134.210	9.307	28
29	15.8631	0.0630	0.00673	0.10673	148.631	9.370	29
30	17.4494	0.0573	0.00608	0.10608	164.494	9.427	30
31	19.1943	0.0521	0.00550	0.10550	181.943	9.479	31
32	21.1138	0.0474	0.00497	0.10497	201.138	9.526	32
33	23.2252	0.0431	0.00450	0.10450	222.252	9.569	33
34	25.5477	0.0391	0.00407	0.10407	245.477	9.609	34
35	28.1024	0.0356	0.00369	0.10369	271.024	9.644	35
40	45.2593	0.0221	0.00226	0.10226	442.593	9.779	40
45	72.8905	0.0137	0.00139	0.10139	718.905	9.863	45
50	117.3909	0.0085	0.00086	0.10086	1163.909	9.915	50
55	189.0591	0.0053	0.00053	0.10053	1880.591	9.947	55
60	304.4816	0.0033	0.00033	0.10033	3034.816	9.967	60
65	490.3707	0.0020	0.00020	0.10020	4893.707	9.980	65
70	789.7470	0.0013	0.00013	0.10013	7887.470	9.987	70
75	1271.8952	0.0008	0.00008	0.10008	12708.954	9.992	75
80	2048.4002	0.0005	0.00005	0.10005	20474.002	9.995	80
85	3298.9690	0.0003	0.00003	0.10003	32979.690	9.997	85
90	5313.0226	0.0002	0.00002	0.10002	53120.226	9.998	90
95	8556.6760	0.0001	0.00001	0.10001	8556.760	9.999	95
100	13780.6123	0.0001	0.00001	0.10001	13796.123	9.999	100

TABLE E-17  
12% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.1200	0.8929	1.0000	1.1200	1.000	0.893	1
2	1.2544	0.7972	0.47170	0.59170	2.120	1.690	2
3	1.4049	0.7118	0.29635	0.41635	3.374	2.402	3
4	1.5735	0.6355	0.20923	0.32923	4.779	3.037	4
5	1.7623	0.5674	0.15741	0.27741	6.353	3.605	5
6	1.9738	0.5066	0.12323	0.24323	8.115	4.111	6
7	2.2107	0.4523	0.09912	0.21912	10.089	4.564	7
8	2.4760	0.4039	0.08130	0.20130	12.300	4.968	8
9	2.7731	0.3606	0.06768	0.18768	14.776	5.328	9
10	3.1058	0.3220	0.05698	0.17698	17.549	5.650	10
11	3.4785	0.2875	0.04842	0.16842	20.655	5.938	11
12	3.8960	0.2567	0.04144	0.16144	24.133	6.194	12
13	4.3635	0.2292	0.03568	0.15568	28.029	6.424	13
14	4.8871	0.2046	0.03087	0.15087	32.393	6.628	14
15	5.4736	0.1827	0.02682	0.14682	37.280	6.811	15
16	6.1304	0.1631	0.02339	0.14339	42.753	6.974	16
17	6.8660	0.1456	0.02046	0.14046	48.884	7.120	17
18	7.6900	0.1300	0.01794	0.13794	55.750	7.250	18
19	8.6128	0.1161	0.01576	0.13576	63.440	7.366	19
20	9.6463	0.1037	0.01388	0.13388	72.052	7.469	20
21	10.8038	0.0926	0.01224	0.13224	81.699	7.562	21
22	12.1003	0.0826	0.01081	0.13081	92.503	7.645	22
23	13.5523	0.0738	0.00956	0.12956	104.603	7.718	23
24	15.1786	0.0659	0.00846	0.12846	118.155	7.784	24
25	17.0001	0.0588	0.00750	0.12750	133.334	7.843	25
26	19.0401	0.0525	0.00665	0.12665	150.334	7.896	26
27	21.3249	0.0469	0.00590	0.12590	169.374	7.943	27
28	23.8839	0.0419	0.00524	0.12524	190.699	7.984	28
29	26.7499	0.0374	0.00466	0.12466	214.583	8.022	29
30	29.9599	0.0334	0.00414	0.12414	241.333	8.055	30
31	33.5551	0.0298	0.00369	0.12369	271.292	8.085	31
32	37.5817	0.0266	0.00328	0.12328	304.847	8.112	32
33	42.0915	0.0238	0.00292	0.12292	342.429	8.135	33
34	47.1425	0.0212	0.00260	0.12260	384.520	8.157	34
35	52.7996	0.0189	0.00232	0.12232	431.663	8.176	35
40	93.0510	0.0107	0.00130	0.12130	767.091	8.244	40
45	163.9876	0.0061	0.00074	0.12074	1358.230	8.283	45
50	289.0022	0.0035	0.00042	0.12042	2400.018	8.305	50
55				0.12000		8.333	55

**TABLE E-18**  
15% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.1500	0.8696	1.000 00	1.150 00	1.000	0.870	1
2	1.3225	0.7561	0.465 12	0.615 12	2.150	1.626	2
3	1.5209	0.6575	0.287 98	0.437 98	3.472	2.283	3
4	1.7490	0.5718	0.200 26	0.350 27	4.993	2.855	4
5	2.0114	0.4972	0.148 32	0.298 32	6.742	3.352	5
6	2.3131	0.4323	0.114 24	0.264 24	8.754	3.784	6
7	2.6600	0.3759	0.090 36	0.240 36	11.067	4.160	7
8	3.0590	0.3269	0.072 85	0.222 85	13.727	4.487	8
9	3.5179	0.2843	0.059 57	0.209 57	16.786	4.772	9
10	4.0456	0.2472	0.049 25	0.199 25	20.304	5.019	10
11	4.6524	0.2149	0.041 07	0.191 07	24.349	5.234	11
12	5.3503	0.1869	0.034 48	0.184 48	29.002	5.421	12
13	6.1528	0.1625	0.029 11	0.179 11	34.352	5.583	13
14	7.0757	0.1413	0.024 69	0.174 69	40.505	5.724	14
15	8.1371	0.1229	0.021 02	0.171 02	47.580	5.847	15
16	9.3576	0.1069	0.017 95	0.167 95	55.717	5.954	16
17	10.7613	0.0929	0.015 37	0.165 37	65.075	6.047	17
18	12.3755	0.0808	0.013 19	0.163 19	75.836	6.128	18
19	14.2318	0.0703	0.011 34	0.161 34	88.212	6.198	19
20	16.3665	0.0611	0.009 76	0.159 76	102.444	6.259	20
21	18.8215	0.0531	0.008 42	0.158 42	118.810	6.312	21
22	21.6447	0.0462	0.007 27	0.157 27	137.632	6.359	22
23	24.8915	0.0402	0.006 28	0.156 28	159.276	6.399	23
24	28.6252	0.0349	0.005 43	0.155 43	184.168	6.434	24
25	32.9190	0.0304	0.004 70	0.154 70	212.793	6.464	25
26	37.8568	0.0264	0.004 07	0.154 07	245.712	6.491	26
27	43.5353	0.0230	0.003 53	0.153 53	283.569	6.514	27
28	50.0656	0.0200	0.003 06	0.153 06	327.104	6.534	28
29	57.5755	0.0174	0.002 65	0.152 65	377.170	6.551	29
30	66.2118	0.0151	0.002 30	0.152 30	434.745	6.566	30
31	76.1435	0.0131	0.002 00	0.152 00	500.957	6.579	31
32	87.5651	0.0114	0.001 73	0.151 73	577.100	6.591	32
33	100.6998	0.0099	0.001 50	0.151 50	664.666	6.600	33
34	115.8048	0.0086	0.001 31	0.151 31	765.365	6.609	34
35	133.1755	0.0075	0.001 13	0.151 13	881.170	6.617	35
40	267.8635	0.0037	0.000 56	0.150 56	1 779.090	6.642	40
45	538.7693	0.0019	0.000 28	0.150 28	3 585.128	6.654	45
50	1 083.6574	0.0009	0.000 14	0.150 14	7 217.716	6.661	50
∞				0.150 00		6.667	∞

**TABLE E-19**  
20% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.2000	0.8333	1.000 00	1.200 00	1.000	0.833	1
2	1.4400	0.6944	0.454 55	0.654 55	2.200	1.528	2
3	1.7280	0.5787	0.274 73	0.474 73	3.640	2.106	3
4	2.0736	0.4823	0.186 29	0.386 29	5.368	2.589	4
5	2.4883	0.4019	0.134 38	0.334 38	7.442	2.991	5
6	2.9860	0.3349	0.100 71	0.300 71	9.930	3.326	6
7	3.5832	0.2791	0.077 42	0.277 42	12.916	3.605	7
8	4.2998	0.2326	0.060 61	0.260 61	16.499	3.837	8
9	5.1598	0.1938	0.048 08	0.248 08	20.799	4.031	9
10	6.1917	0.1615	0.038 52	0.238 52	25.959	4.192	10
11	7.4301	0.1346	0.031 10	0.231 10	32.150	4.327	11
12	8.9161	0.1122	0.025 26	0.225 26	39.581	4.439	12
13	10.6993	0.0935	0.020 62	0.220 62	48.497	4.533	13
14	12.8392	0.0779	0.016 89	0.216 89	59.196	4.611	14
15	15.4070	0.0649	0.013 88	0.213 88	72.035	4.675	15
16	18.4884	0.0541	0.011 44	0.211 44	87.442	4.730	16
17	22.1861	0.0451	0.009 44	0.209 44	105.931	4.775	17
18	26.6233	0.0376	0.007 81	0.207 81	128.117	4.812	18
19	31.9480	0.0313	0.006 46	0.206 46	154.740	4.844	19
20	38.3376	0.0261	0.005 36	0.205 36	186.688	4.870	20
21	46.0051	0.0217	0.004 44	0.204 44	225.026	4.891	21
22	55.2061	0.0181	0.003 69	0.203 69	271.031	4.909	22
23	66.2474	0.0151	0.003 07	0.203 07	326.237	4.925	23
24	79.4968	0.0126	0.002 55	0.202 55	392.484	4.937	24
25	95.3962	0.0105	0.002 12	0.202 12	471.981	4.948	25
26	114.4755	0.0087	0.001 76	0.201 76	567.377	4.956	26
27	137.3706	0.0073	0.001 47	0.201 47	681.853	4.964	27
28	164.8447	0.0061	0.001 22	0.201 22	819.223	4.970	28
29	197.8136	0.0051	0.001 02	0.201 02	984.068	4.975	29
30	237.3763	0.0042	0.000 85	0.200 85	1 181.882	4.979	30
31	284.8516	0.0035	0.000 70	0.200 70	1 419.258	4.982	31
32	341.8219	0.0029	0.000 59	0.200 59	1 704.109	4.985	32
33	410.1863	0.0024	0.000 49	0.200 49	2 045.931	4.988	33
34	492.2235	0.0020	0.000 41	0.200 41	2 456.118	4.990	34
35	590.6682	0.0017	0.000 34	0.200 34	2 948.341	4.992	35
40	1 469.7716	0.0007	0.000 14	0.200 14	7 343.858	4.997	40
45	3 657.2620	0.0003	0.000 05	0.200 05	18 281.310	4.999	45
50	9 100.4382	0.0001	0.000 02	0.200 02	45 497.191	4.999	50
∞				0.200 00		5.000	∞

**TABLE E-20**  
25% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.2500	0.8000	1.000 00	1.250 00	1.000	0.800	1
2	1.5625	0.6400	0.444 44	0.694 44	2.250	1.440	2
3	1.9531	0.5120	0.262 30	0.512 30	3.813	1.952	3
4	2.4414	0.4096	0.173 44	0.423 44	5.766	2.362	4
5	3.0518	0.3277	0.121 85	0.371 85	8.207	2.689	5
6	3.8147	0.2621	0.088 82	0.338 82	11.259	2.951	6
7	4.7684	0.2097	0.066 34	0.316 34	15.073	3.161	7
8	5.9605	0.1678	0.050 40	0.300 40	19.842	3.329	8
9	7.4506	0.1342	0.038 76	0.288 76	25.802	3.463	9
10	9.3132	0.1074	0.030 07	0.280 07	33.253	3.571	10
11	11.6415	0.0859	0.023 49	0.273 49	42.566	3.656	11
12	14.5519	0.0687	0.018 45	0.268 45	54.208	3.725	12
13	18.1899	0.0550	0.014 54	0.264 54	68.760	3.780	13
14	22.7374	0.0440	0.011 50	0.261 50	86.949	3.824	14
15	28.4217	0.0352	0.009 12	0.259 12	109.687	3.859	15
16	35.5271	0.0281	0.007 24	0.257 24	138.109	3.887	16
17	44.4089	0.0225	0.005 76	0.255 76	173.636	3.910	17
18	55.5112	0.0180	0.004 59	0.254 59	218.045	3.928	18
19	69.3889	0.0144	0.003 66	0.253 66	273.556	3.942	19
20	86.7362	0.0115	0.002 92	0.252 92	342.945	3.954	20
21	108.4202	0.0092	0.002 33	0.252 33	429.681	3.963	21
22	135.5253	0.0074	0.001 86	0.251 86	538.101	3.970	22
23	169.4066	0.0059	0.001 48	0.251 48	673.626	3.976	23
24	211.7582	0.0047	0.001 19	0.251 19	843.033	3.981	24
25	264.6978	0.0038	0.000 95	0.250 95	1 054.791	3.985	25
26	330.8722	0.0030	0.000 76	0.250 76	1 319.489	3.988	26
27	413.5903	0.0024	0.000 61	0.250 61	1 650.361	3.990	27
28	516.9879	0.0019	0.000 48	0.250 48	2 063.952	3.992	28
29	646.2349	0.0015	0.000 39	0.250 39	2 580.939	3.994	29
30	807.7936	0.0012	0.000 31	0.250 31	3 227.174	3.995	30
31	1 009.7420	0.0010	0.000 25	0.250 25	4 034.968	3.996	31
32	1 262.1774	0.0008	0.000 20	0.250 20	5 044.710	3.997	32
33	1 577.7218	0.0006	0.000 16	0.250 16	6 306.887	3.997	33
34	1 972.1523	0.0005	0.000 13	0.250 13	7 884.609	3.998	34
35	2 465.1903	0.0004	0.000 10	0.250 10	9 856.761	3.998	35
40	7 523.1638	0.0001	0.000 03	0.250 03	30 088.655	3.999	40
45	22 958.8740	0.0001	0.000 01	0.250 01	91 831.496	4.000	45
50	70 064.9232	0.0000	0.000 00	0.250 00	280 255.693	4.000	50
∞				0.250 00		4.000	∞

**TABLE E-21**  
30% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.3000	0.7692	1.000 00	1.300 00	1.000	0.769	1
2	1.6900	0.5917	0.434 78	0.734 78	2.300	1.361	2
3	2.1970	0.4552	0.250 63	0.550 63	3.990	1.816	3
4	2.8561	0.3501	0.161 63	0.461 63	6.187	2.166	4
5	3.7129	0.2693	0.110 58	0.410 58	9.043	2.436	5
6	4.8268	0.2072	0.078 39	0.378 39	12.756	2.643	6
7	6.2749	0.1594	0.056 87	0.356 87	17.583	2.802	7
8	8.1573	0.1226	0.041 92	0.341 92	23.858	2.925	8
9	10.6045	0.0943	0.031 24	0.331 24	32.015	3.019	9
10	13.7858	0.0725	0.023 46	0.323 46	42.619	3.092	10
11	17.9216	0.0558	0.017 73	0.317 73	56.405	3.147	11
12	23.2981	0.0429	0.013 45	0.313 45	74.327	3.190	12
13	30.2875	0.0330	0.010 24	0.310 24	97.625	3.223	13
14	39.3738	0.0254	0.007 82	0.307 82	127.913	3.249	14
15	51.1859	0.0195	0.005 98	0.305 98	167.286	3.268	15
16	66.5417	0.0150	0.004 58	0.304 58	218.472	3.283	16
17	86.5042	0.0116	0.003 51	0.303 51	285.014	3.295	17
18	112.4554	0.0089	0.002 69	0.302 69	371.518	3.304	18
19	146.1920	0.0068	0.002 07	0.302 07	483.973	3.311	19
20	190.0496	0.0053	0.001 59	0.301 59	630.165	3.316	20
21	247.0645	0.0040	0.001 22	0.301 22	820.215	3.320	21
22	321.1839	0.0031	0.000 94	0.300 94	1 067.280	3.323	22
23	417.5391	0.0024	0.000 72	0.300 72	1 388.464	3.325	23
24	542.8008	0.0018	0.000 55	0.300 55	1 806.003	3.327	24
25	705.6410	0.0014	0.000 43	0.300 43	2 348.803	3.329	25
26	917.3333	0.0011	0.000 33	0.300 33	3 054.444	3.330	26
27	1 192.5333	0.0008	0.000 25	0.300 25	3 971.778	3.331	27
28	1 550.2933	0.0006	0.000 19	0.300 19	5 164.311	3.331	28
29	2 015.3813	0.0005	0.000 15	0.300 15	6 714.604	3.332	29
30	2 619.9956	0.0004	0.000 11	0.300 11	8 729.985	3.332	30
31	3 405.9943	0.0003	0.000 09	0.300 09	11 349.981	3.332	31
32	4 427.7926	0.0002	0.000 07	0.300 07	14 755.975	3.333	32
33	5 756.1304	0.0002	0.000 05	0.300 05	19 183.768	3.333	33
34	7 482.9696	0.0001	0.000 04	0.300 04	24 939.899	3.333	34
35	9 727.8604	0.0001	0.000 03	0.300 03	32 422.868	3.333	35
∞				0.300 00		3.333	∞

TABLE E-22  
35% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.3500	0.7407	1.000 00	1.350 00	1.000	0.741	1
2	1.8225	0.5487	0.425 53	0.775 53	2.350	1.289	2
3	2.4604	0.4064	0.239 66	0.589 66	4.172	1.696	3
4	3.3215	0.3011	0.150 76	0.500 76	6.633	1.997	4
5	4.4840	0.2230	0.100 46	0.450 46	9.954	2.220	5
6	6.0534	0.1652	0.069 26	0.419 26	14.438	2.385	6
7	8.1722	0.1224	0.048 80	0.398 80	20.492	2.507	7
8	11.0324	0.0906	0.034 89	0.384 89	28.664	2.598	8
9	14.8937	0.0671	0.025 19	0.375 19	39.696	2.665	9
10	20.1066	0.0497	0.018 32	0.368 32	54.590	2.715	10
11	27.1439	0.0368	0.013 39	0.363 39	74.697	2.752	11
12	36.6442	0.0273	0.009 82	0.359 82	101.841	2.779	12
13	49.4697	0.0202	0.007 22	0.357 22	138.485	2.799	13
14	66.7841	0.0150	0.005 32	0.355 32	187.954	2.814	14
15	90.1585	0.0111	0.003 93	0.353 93	254.738	2.825	15
16	121.7139	0.0082	0.002 90	0.352 90	344.897	2.834	16
17	164.3138	0.0061	0.002 14	0.352 14	466.611	2.840	17
18	221.8236	0.0045	0.001 59	0.351 58	630.925	2.844	18
19	299.4619	0.0033	0.001 17	0.351 17	852.748	2.848	19
20	404.2736	0.0025	0.000 87	0.350 87	1 152.210	2.850	20
21	545.7693	0.0018	0.000 64	0.350 64	1 556.484	2.852	21
22	736.7886	0.0014	0.000 48	0.350 48	2 102.253	2.853	22
23	994.6646	0.0010	0.000 35	0.350 35	2 839.042	2.854	23
24	1 342.7973	0.0007	0.000 26	0.350 26	3 833.706	2.855	24
25	1 812.7763	0.0006	0.000 19	0.350 19	5 176.504	2.856	25
26	2 447.2480	0.0004	0.000 14	0.350 14	6 989.280	2.856	26
27	3 303.7848	0.0003	0.000 11	0.350 11	9 436.528	2.856	27
28	4 460.1095	0.0002	0.000 08	0.350 08	12 740.313	2.857	28
29	6 021.1478	0.0002	0.000 06	0.350 06	17 200.422	2.857	29
30	8 128.5495	0.0001	0.000 04	0.350 04	23 221.570	2.857	30
31	10 973.5418	0.0001	0.000 03	0.350 03	31 350.120	2.857	31
32	14 814.2815	0.0001	0.000 02	0.350 02	42 323.661	2.857	32
33	19 999.2800	0.0001	0.000 02	0.350 02	57 137.943	2.857	33
34	26 999.0280	0.0000	0.000 01	0.350 01	77 137.223	2.857	34
35	36 448.6878	.....	0.000 01	0.350 01	104 136.251	2.857	35
				0.350 00		2.857	∞

TABLE E-23  
40% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.4000	0.7143	1.000 00	1.400 00	1.000	0.714	1
2	1.9600	0.5102	0.416 67	0.816 67	2.400	1.224	2
3	2.7440	0.3644	0.229 36	0.629 36	4.360	1.589	3
4	3.8416	0.2603	0.140 77	0.540 77	7.104	1.849	4
5	5.3782	0.1859	0.091 36	0.491 36	10.946	2.035	5
6	7.5295	0.1328	0.061 26	0.461 26	16.324	2.168	6
7	10.5414	0.0949	0.041 92	0.441 92	23.853	2.263	7
8	14.7579	0.0678	0.029 07	0.429 07	34.395	2.331	8
9	20.6610	0.0484	0.020 34	0.420 34	49.153	2.379	9
10	28.9255	0.0346	0.014 32	0.414 32	69.814	2.414	10
11	40.4957	0.0247	0.010 13	0.410 13	98.739	2.438	11
12	56.6939	0.0176	0.007 18	0.407 18	139.235	2.456	12
13	79.3715	0.0126	0.005 10	0.405 10	195.929	2.469	13
14	111.1201	0.0090	0.003 63	0.403 63	275.300	2.478	14
15	155.5681	0.0064	0.002 59	0.402 59	386.420	2.484	15
16	217.7953	0.0046	0.001 85	0.401 85	541.988	2.489	16
17	304.9135	0.0033	0.001 32	0.401 32	759.784	2.492	17
18	426.8789	0.0023	0.000 94	0.400 94	1 064.697	2.494	18
19	597.6304	0.0017	0.000 67	0.400 67	1 491.576	2.496	19
20	836.6826	0.0012	0.000 48	0.400 48	2 089.206	2.497	20
21	1 171.3554	0.0009	0.000 34	0.400 34	2 925.889	2.498	21
22	1 639.8976	0.0006	0.000 24	0.400 24	4 097.245	2.498	22
23	2 295.8569	0.0004	0.000 17	0.400 17	5 737.142	2.499	23
24	3 214.1997	0.0003	0.000 12	0.400 12	8 032.999	2.499	24
25	4 499.8796	0.0002	0.000 09	0.400 09	11 247.199	2.499	25
26	6 299.8314	0.0002	0.000 06	0.400 06	15 747.079	2.500	26
27	8 819.7640	0.0001	0.000 05	0.400 05	22 046.910	2.500	27
28	12 347.6696	0.0001	0.000 03	0.400 03	30 866.674	2.500	28
29	17 286.7374	0.0001	0.000 02	0.400 02	43 214.343	2.500	29
30	24 201.4324	0.0000	0.000 01	0.400 02	60 501.081	2.500	30
31	33 882.0053	.....	0.000 01	0.400 01	84 702.513	2.500	31
32	47 434.8074	.....	0.000 01	0.400 01	118 584.519	2.500	32
33	66 408.7304	.....	0.000 01	0.400 01	166 019.326	2.500	33
34	92 972.2225	.....	0.000 00	0.400 00	232 428.056	2.500	34
35	130 161.1116	.....	.....	0.400 00	325 400.279	2.500	35
				0.400 00		2.500	∞

**TABLE E-24**  
45% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.4500	0.6897	1.000 00	1.450 00	1.000	0.690	1
2	2.1025	0.4756	0.408 16	0.858 16	2.450	1.165	2
3	3.0486	0.3280	0.219 66	0.669 66	4.552	1.493	3
4	4.4205	0.2262	0.131 56	0.581 56	7.601	1.720	4
5	6.4097	0.1560	0.083 18	0.533 18	12.022	1.876	5
6	9.2941	0.1076	0.054 26	0.504 26	18.431	1.983	6
7	13.4765	0.0742	0.036 07	0.486 07	27.725	2.057	7
8	19.5409	0.0512	0.024 27	0.474 27	41.202	2.109	8
9	28.3343	0.0353	0.016 46	0.466 46	60.743	2.144	9
10	41.0847	0.0243	0.011 23	0.461 23	89.077	2.168	10
11	59.5728	0.0168	0.007 68	0.457 68	130.162	2.185	11
12	86.3806	0.0116	0.005 27	0.455 27	189.735	2.196	12
13	125.2518	0.0080	0.003 62	0.453 62	276.115	2.204	13
14	181.6151	0.0055	0.002 49	0.452 49	401.367	2.210	14
15	263.3419	0.0038	0.001 72	0.451 72	582.982	2.214	15
16	381.8458	0.0026	0.001 18	0.451 18	846.324	2.216	16
17	553.6764	0.0018	0.000 81	0.450 81	1 228.170	2.218	17
18	802.8308	0.0012	0.000 56	0.450 56	1 781.846	2.219	18
19	1 164.1047	0.0009	0.000 39	0.450 39	2 584.677	2.220	19
20	1 687.9518	0.0006	0.000 27	0.450 27	3 748.782	2.221	20
21	2 447.5301	0.0004	0.000 18	0.450 18	5 436.734	2.221	21
22	3 548.9187	0.0003	0.000 13	0.450 13	7 884.264	2.222	22
23	5 145.9321	0.0002	0.000 09	0.450 09	11 433.182	2.222	23
24	7 461.6015	0.0001	0.000 06	0.450 06	16 579.115	2.222	24
25	10 819.3222	0.0001	0.000 04	0.450 04	24 040.716	2.222	25
26	15 688.0173	0.0001	0.000 03	0.450 03	34 860.038	2.222	26
27	22 747.6250	0.0000	0.000 02	0.450 02	50 548.056	2.222	27
28	32 984.0563	.....	0.000 01	0.450 01	73 295.681	2.222	28
29	47 826.8816	.....	0.000 01	0.450 01	106 279.737	2.222	29
30	69 348.9783	.....	0.000 01	0.450 01	154 106.618	2.222	30
∞				0.450 00		2.222	∞

**TABLE E-25**  
50% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				n
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.5000	0.6667	1.000 00	1.500 00	1.000	0.667	1
2	2.2500	0.4444	0.400 00	0.930 00	2.500	1.111	2
3	3.3750	0.2963	0.210 53	0.710 53	4.750	1.407	3
4	5.0625	0.1975	0.123 08	0.623 08	8.125	1.605	4
5	7.5938	0.1317	0.075 83	0.575 83	13.188	1.737	5
6	11.3906	0.0878	0.048 12	0.548 12	20.781	1.824	6
7	17.0859	0.0585	0.031 08	0.531 08	32.172	1.883	7
8	25.6289	0.0390	0.020 30	0.520 30	49.258	1.922	8
9	38.4434	0.0260	0.013 35	0.513 35	74.887	1.948	9
10	57.6650	0.0173	0.008 82	0.508 82	113.330	1.965	10
11	86.4976	0.0116	0.005 85	0.505 85	170.995	1.977	11
12	129.7463	0.0077	0.003 88	0.503 88	257.493	1.985	12
13	194.6195	0.0051	0.002 58	0.502 58	387.239	1.990	13
14	291.9293	0.0034	0.001 72	0.501 72	581.859	1.993	14
15	437.8939	0.0023	0.001 14	0.501 14	873.788	1.995	15
16	656.8408	0.0015	0.000 76	0.500 76	1 311.682	1.997	16
17	985.2613	0.0010	0.000 51	0.500 51	1 968.523	1.998	17
18	1 477.8919	0.0007	0.000 34	0.500 34	2 953.784	1.999	18
19	2 216.8378	0.0005	0.000 23	0.500 23	4 431.676	1.999	19
20	3 325.2567	0.0003	0.000 15	0.500 15	6 648.513	1.999	20
21	4 987.8851	0.0002	0.000 10	0.500 10	9 973.770	2.000	21
22	7 481.8276	0.0001	0.000 07	0.500 07	14 961.655	2.000	22
23	11 222.7415	0.0001	0.000 04	0.500 04	22 443.483	2.000	23
24	16 834.1122	0.0001	0.000 03	0.500 03	33 666.224	2.000	24
25	25 251.1683	0.0000	0.000 02	0.500 02	50 500.337	2.000	25
∞				0.500 00		2.000	∞

TABLE E-26

Factors To Convert a Gradient Series to an Equivalent Uniform Annual Series

This table contains multipliers for a gradient  $G$  to convert the  $n$ -year end-of-year series  $0, G, 2G, \dots, (n-1)G$  to an equivalent uniform annual series for  $n$  years.

n	1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	10%	n
2	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	2
3	0.99	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.95	0.95	0.94	3
4	1.49	1.48	1.46	1.45	1.44	1.43	1.42	1.40	1.38	4
5	1.98	1.96	1.94	1.92	1.90	1.88	1.86	1.85	1.81	5
6	2.47	2.44	2.41	2.39	2.36	2.33	2.30	2.28	2.22	6
7	2.96	2.92	2.88	2.84	2.81	2.77	2.73	2.69	2.62	7
8	3.45	3.40	3.34	3.29	3.24	3.20	3.15	3.10	3.00	8
9	3.93	3.87	3.80	3.74	3.68	3.61	3.55	3.49	3.37	9
10	4.42	4.34	4.26	4.18	4.10	4.02	3.95	3.87	3.73	10
11	4.90	4.80	4.70	4.61	4.51	4.42	4.33	4.24	4.06	11
12	5.38	5.26	5.15	5.03	4.92	4.81	4.70	4.60	4.39	12
13	5.86	5.72	5.59	5.45	5.32	5.19	5.06	4.94	4.70	13
14	6.34	6.18	6.02	5.87	5.71	5.56	5.42	5.27	5.00	14
15	6.81	6.63	6.45	6.27	6.10	5.93	5.76	5.59	5.28	15
16	7.29	7.08	6.87	6.67	6.47	6.28	6.09	5.90	5.55	16
17	7.76	7.52	7.29	7.07	6.84	6.62	6.41	6.20	5.81	17
18	8.23	7.97	7.71	7.45	7.20	6.96	6.72	6.49	6.05	18
19	8.70	8.41	8.12	7.83	7.56	7.29	7.02	6.77	6.29	19
20	9.17	8.84	8.52	8.21	7.90	7.61	7.32	7.04	6.51	20
21	9.63	9.28	8.92	8.58	8.24	7.92	7.60	7.29	6.72	21
22	10.10	9.70	9.32	8.94	8.57	8.22	7.87	7.54	6.92	22
23	10.56	10.13	9.71	9.30	8.90	8.51	8.14	7.78	7.11	23
24	11.02	10.55	10.10	9.65	9.21	8.80	8.39	8.01	7.29	24
25	11.48	10.97	10.48	9.99	9.52	9.07	8.64	8.23	7.46	25
26	11.94	11.39	10.85	10.33	9.83	9.34	8.88	8.44	7.62	26
27	12.39	11.80	11.23	10.66	10.12	9.60	9.11	8.64	7.77	27
28	12.85	12.21	11.59	10.99	10.41	9.86	9.33	8.83	7.91	28
29	13.30	12.62	11.96	11.31	10.69	10.10	9.54	9.01	8.05	29
30	13.75	13.02	12.31	11.63	10.97	10.34	9.75	9.19	8.18	30
31	14.20	13.42	12.67	11.94	11.24	10.57	9.95	9.36	8.30	31
32	14.65	13.82	13.02	12.24	11.50	10.80	10.14	9.52	8.41	32
33	15.10	14.22	13.36	12.54	11.76	11.02	10.32	9.67	8.52	33
34	15.54	14.61	13.70	12.83	12.01	11.23	10.50	9.82	8.61	34
35	15.98	15.00	14.04	13.12	12.25	11.43	10.67	9.96	8.71	35
40	18.18	16.89	15.65	14.48	13.38	12.36	11.42	10.57	9.10	40
45	20.33	18.70	17.16	15.70	14.36	13.14	12.04	11.04	9.37	45
50	22.44	20.44	18.56	16.81	15.22	13.80	12.53	11.41	9.57	50
60	26.53	23.70	21.07	18.70	16.61	14.79	13.23	11.90	9.80	60
70	30.47	26.66	23.21	20.20	17.62	15.46	13.67	12.18	9.91	70
80	34.25	29.36	25.04	21.37	18.35	15.90	13.93	12.33	9.96	80
90	37.87	31.79	26.57	22.28	18.87	16.19	14.08	12.41	9.98	90
100	41.34	33.99	27.84	22.98	19.23	16.37	14.17	12.45	9.99	100

TABLE E-26—Continued

Factors To Convert a Gradient Series to an Equivalent Uniform Annual Series

This table contains multipliers for a gradient  $G$  to convert the  $n$ -year end-of-year series  $0, G, 2G, \dots, (n-1)G$  to an equivalent uniform annual series for  $n$  years.

n	12%	15%	20%	25%	30%	35%	40%	45%	50%	n
2	0.47	0.47	0.45	0.44	0.43	0.43	0.42	0.41	0.40	2
3	0.92	0.91	0.88	0.85	0.83	0.80	0.78	0.76	0.74	3
4	1.36	1.33	1.27	1.22	1.18	1.13	1.09	1.05	1.02	4
5	1.77	1.72	1.64	1.56	1.49	1.42	1.36	1.30	1.24	5
6	2.17	2.10	1.98	1.87	1.77	1.67	1.58	1.50	1.42	6
7	2.55	2.45	2.29	2.14	2.01	1.88	1.77	1.66	1.56	7
8	2.91	2.78	2.58	2.39	2.22	2.06	1.92	1.79	1.68	8
9	3.26	3.09	2.84	2.60	2.40	2.21	2.04	1.89	1.76	9
10	3.58	3.38	3.07	2.80	2.55	2.33	2.14	1.97	1.82	10
11	3.90	3.65	3.29	2.97	2.68	2.44	2.22	2.03	1.87	11
12	4.19	3.91	3.48	3.11	2.80	2.52	2.28	2.08	1.91	12
13	4.47	4.14	3.66	3.24	2.89	2.59	2.33	2.12	1.93	13
14	4.73	4.36	3.82	3.36	2.97	2.64	2.37	2.14	1.95	14
15	4.98	4.56	3.96	3.45	3.03	2.69	2.40	2.17	1.97	15
16	5.21	4.75	4.09	3.54	3.09	2.72	2.43	2.18	1.98	16
17	5.44	4.93	4.20	3.61	3.13	2.75	2.44	2.19	1.98	17
18	5.64	5.08	4.30	3.67	3.17	2.78	2.46	2.20	1.99	18
19	5.84	5.23	4.39	3.72	3.20	2.79	2.47	2.21	1.99	19
20	6.02	5.37	4.46	3.77	3.23	2.81	2.48	2.21	1.99	20
21	6.19	5.49	4.53	3.80	3.25	2.82	2.48	2.21	2.00	21
22	6.35	5.60	4.59	3.84	3.26	2.83	2.49	2.22	2.00	22
23	6.50	5.70	4.65	3.86	3.28	2.83	2.49	2.22	2.00	23
24	6.64	5.80	4.69	3.89	3.29	2.84	2.49	2.22	2.00	24
25	6.77	5.88	4.74	3.91	3.30	2.84	2.49	2.22	2.00	25
26	6.89	5.96	4.77	3.92	3.30	2.85	2.50	2.22	2.00	26
27	7.00	6.03	4.80	3.94	3.31	2.85	2.50	2.22	2.00	27
28	7.11	6.10	4.83	3.95	3.32	2.85	2.50	2.22	2.00	28
29	7.21	6.15	4.85	3.96	3.32	2.85	2.50	2.22	2.00	29
30	7.30	6.21	4.87	3.96	3.32	2.85	2.50	2.22	2.00	30
31	7.38	6.25	4.89	3.97	3.32	2.85	2.50	2.22	2.00	31
32	7.46	6.30	4.91	3.97	3.33	2.85	2.50	2.22	2.00	32
33	7.53	6.34	4.92	3.98	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	33
34	7.60	6.37	4.93	3.98	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	34
35	7.66	6.40	4.94	3.99	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	35
40	7.90	6.52	4.97	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	40
45	8.06	6.58	4.99	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	45
50	8.16	6.62	4.99	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	50
60	8.27	6.65	5.00	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	60
70	8.31	6.66	5.00	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	70
80	8.32	6.67	5.00	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	80
90	8.33	6.67	5.00	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	90
100	8.33	6.67	5.00	4.00	3.33	2.86	2.50	2.22	2.00	100

TABLE E-27

Factors To Compute the Present Worth of a Gradient Series  
—Interest Rates from 1% to 50%

This table contains multipliers for a gradient G to find the present worth of the  
n-year end-of-year series 0, G, 2G, ..., (n - 1)G.

n	1%	2%	3%	4%	5%	6%	n
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1
2	0.9803	0.9612	0.9426	0.9246	0.9070	0.8900	2
3	2.9215	2.8458	2.7729	2.7025	2.6347	2.5692	3
4	5.8044	5.6173	5.4383	5.2670	5.1028	4.9455	4
5	9.6103	9.2403	8.8888	8.5547	8.2369	7.9345	5
6	14.3205	13.6801	13.0762	12.5062	11.9680	11.4594	6
7	19.9168	18.9035	17.9547	17.0657	16.2321	15.4497	7
8	26.3812	24.8779	23.4806	22.1806	20.9700	19.8416	8
9	33.6959	31.5720	29.6119	27.8013	26.1268	24.5768	9
10	41.8435	38.9551	36.3088	33.8814	31.6520	29.6023	10
11	50.8067	46.9977	43.5330	40.3772	37.4988	34.8702	11
12	60.5687	55.6712	51.2482	47.2477	43.6241	40.3369	12
13	71.1126	64.9475	59.4196	54.4546	49.9879	45.9629	13
14	82.4221	74.7999	68.0141	61.9618	56.5538	51.7128	14
15	94.4810	85.2021	77.0002	69.7355	63.2880	57.5546	15
16	107.2734	96.1288	86.3477	77.7441	70.1597	63.4592	16
17	120.7834	107.5554	96.0280	85.9581	77.1405	69.4011	17
18	134.9957	119.4581	106.0137	94.3498	84.2043	75.3569	18
19	149.8950	131.8139	116.2785	102.8933	91.3275	81.3062	19
20	165.4664	144.6003	126.7987	111.5647	98.4884	87.2304	20
21	181.6950	157.7959	137.5496	120.3414	105.6673	93.1136	21
22	198.5663	171.3795	148.5094	129.2024	112.8461	98.9412	22
23	216.0660	185.3309	159.6566	138.1284	120.0087	104.7007	23
24	234.1800	199.6305	170.9711	147.1012	127.1402	110.3812	24
25	252.8945	214.2592	182.4336	156.1040	134.2275	115.9732	25
30	355.0021	291.7164	241.3613	201.0618	168.6226	142.3588	30
35	470.1583	374.8826	301.6267	244.8768	200.5807	165.7427	35
40	596.8561	461.9931	361.7500	286.5303	229.5452	185.9568	40
45	733.7038	551.5652	420.6325	325.4028	255.3146	203.1097	45
50	879.4177	642.3606	477.4804	361.1639	277.9148	217.4574	50
n	7%	8%	10%	12%	15%	20%	n
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1
2	0.8734	0.8573	0.8264	0.7972	0.7561	0.6944	2
3	2.5060	2.4450	2.3291	2.2208	2.0712	1.8519	3
4	4.7947	4.6501	4.3781	4.1273	3.7864	3.2986	4
5	7.6467	7.3724	6.8618	6.3970	5.7751	4.9061	5
6	10.9784	10.5233	9.6842	8.9302	7.9368	6.5806	6
7	14.7149	14.0242	12.7631	11.6443	10.1924	8.2551	7
8	18.7889	17.8061	16.0287	14.4715	12.4807	9.8831	8
9	23.1404	21.8081	19.4215	17.3563	14.7548	11.4335	9
10	27.7156	25.9768	22.8913	20.2541	16.9795	12.8871	10
11	32.4665	30.2657	26.3963	23.1289	19.1289	14.2330	11
12	37.3506	34.6339	29.9012	25.9523	21.1849	15.4667	12
13	42.3302	39.0463	33.3772	28.7024	23.1352	16.5883	13
14	47.3718	43.4723	36.8005	31.3624	24.9725	17.6008	14
15	52.4461	47.8857	40.1520	33.9202	26.6930	18.5095	15

TABLE E-27—Continued

Factors To Compute the Present Worth of a Gradient Series  
—Interest Rates from 1% to 50%

This table contains multipliers for a gradient G to find the present worth of the  
n-year end-of-year series 0, G, 2G, ..., (n - 1)G.

n	7%	8%	10%	12%	15%	20%	n
16	57.5271	52.2640	43.4164	36.3670	28.2960	19.3208	16
17	62.5923	56.5883	46.5820	38.6973	29.7828	20.0419	17
18	67.6220	60.8426	49.6396	40.9080	31.1565	20.6805	18
19	72.5991	65.0134	52.5827	42.9979	32.4213	21.2439	19
20	77.5091	69.0898	55.4069	44.9676	33.5822	21.7395	20
21	82.3393	73.0629	58.1095	46.8188	34.6448	22.1742	21
22	87.0793	76.9257	60.6893	48.5543	35.6150	22.5546	22
23	91.7201	80.6726	63.1462	50.1776	36.4988	22.8867	23
24	96.2545	84.2997	65.4813	51.6929	37.3023	23.1760	24
25	100.6765	87.8041	67.6964	53.1047	38.0314	23.4276	25
30	120.9718	103.4558	77.0766	58.7821	40.7526	24.2628	30
35	138.1353	116.0920	83.9872	62.6052	42.3587	24.6614	35
40	152.2928	126.0422	88.9526	65.1159	43.2830	24.8469	40
45	163.7559	133.7331	92.4545	66.7343	43.8051	24.9316	45
50	172.9051	139.5928	94.8889	67.7625	44.0958	24.9698	50
n	25%	30%	35%	40%	45%	50%	n
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1
2	0.6400	0.5917	0.5487	0.5102	0.4756	0.4444	2
3	1.6640	1.5020	1.3616	1.2391	1.1317	1.0370	3
4	2.8928	2.5524	2.2648	2.0200	1.8103	1.6296	4
5	4.2035	3.6297	3.1568	2.7637	2.4344	2.1564	5
6	5.5142	4.6656	3.9828	3.4278	2.9723	2.5953	6
7	6.7725	5.6218	4.7170	3.9970	3.4176	2.9465	7
8	7.9469	6.4800	5.3515	4.4713	3.7758	3.2196	8
9	9.0207	7.2344	5.8887	4.8585	4.0581	3.4277	9
10	9.9870	7.8872	6.3363	5.1696	4.2772	3.5838	10
11	10.8460	8.4452	6.7047	5.4166	4.4450	3.6994	11
12	11.6020	8.9173	7.0049	5.6106	4.5724	3.7842	12
13	12.2617	9.3135	7.2474	5.7618	4.6682	3.8459	13
14	12.8334	9.6437	7.4421	5.8788	4.7398	3.8904	14
15	13.3260	9.9172	7.5974	5.9688	4.7929	3.9224	15
16	13.7482	10.1426	7.7206	6.0376	4.8322	3.9452	16
17	14.1085	10.3276	7.8180	6.0901	4.8611	3.9614	17
18	14.4147	10.4788	7.8946	6.1299	4.8823	3.9729	18
19	14.6741	10.6019	7.9547	6.1601	4.8978	3.9811	19
20	14.8932	10.7019	8.0017	6.1828	4.9090	3.9868	20
21	15.0777	10.7828	8.0384	6.1998	4.9172	3.9908	21
22	15.2326	10.8482	8.0669	6.2127	4.9231	3.9936	22
23	15.3625	10.9009	8.0890	6.2222	4.9274	3.9955	23
24	15.4711	10.9433	8.1061	6.2294	4.9305	3.9969	24
25	15.5618	10.9773	8.1194	6.2347	4.9327	3.9979	25
30	15.8316	11.0687	8.1517	6.2466	4.9372	3.9997	30
35	15.9367	11.0980	8.1603	6.2493	4.9381		35
40	15.9766	11.1071	8.1625	6.2498			40
45	15.9915	11.1099	8.1631				45
50	15.9969	11.1108					50

TABLE E-26

Present Worth at Zero Date of \$1 Flowing Uniformly Throughout One-Year Periods

This table assumes continuous compounding of interest at various stated effective rates per annum.

Period	1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	10%
0 to 1	0.9950	0.9902	0.9854	0.9806	0.9760	0.9714	0.9669	0.9625	0.9538
1 to 2	0.9852	0.9707	0.9567	0.9429	0.9295	0.9164	0.9037	0.8912	0.8671
2 to 3	0.9754	0.9517	0.9288	0.9067	0.8853	0.8646	0.8445	0.8252	0.7883
3 to 4	0.9658	0.9331	0.9017	0.8718	0.8431	0.8156	0.7893	0.7641	0.7166
4 to 5	0.9562	0.9148	0.8755	0.8383	0.8030	0.7695	0.7377	0.7075	0.6515
5 to 6	0.9467	0.8968	0.8500	0.8060	0.7647	0.7259	0.6894	0.6551	0.5922
6 to 7	0.9374	0.8792	0.8252	0.7750	0.7283	0.6848	0.6443	0.6065	0.5384
7 to 8	0.9281	0.8620	0.8012	0.7452	0.6936	0.6461	0.6021	0.5616	0.4895
8 to 9	0.9189	0.8451	0.7779	0.7165	0.6606	0.6095	0.5628	0.5200	0.4450
9 to 10	0.9098	0.8285	0.7552	0.6890	0.6291	0.5750	0.5259	0.4815	0.4045
10 to 11	0.9008	0.8123	0.7332	0.6625	0.5992	0.5424	0.4915	0.4458	0.3677
11 to 12	0.8919	0.7964	0.7118	0.6370	0.5706	0.5117	0.4594	0.4128	0.3343
12 to 13	0.8830	0.7807	0.6911	0.6125	0.5435	0.4828	0.4293	0.3822	0.3039
13 to 14	0.8743	0.7654	0.6710	0.5889	0.5176	0.4554	0.4012	0.3539	0.2763
14 to 15	0.8656	0.7504	0.6514	0.5663	0.4929	0.4297	0.3750	0.3277	0.2512
15 to 16	0.8571	0.7357	0.6325	0.5445	0.4695	0.4053	0.3505	0.3034	0.2283
16 to 17	0.8486	0.7213	0.6140	0.5236	0.4471	0.3824	0.3275	0.2809	0.2076
17 to 18	0.8402	0.7071	0.5962	0.5034	0.4258	0.3608	0.3061	0.2601	0.1857
18 to 19	0.8319	0.6933	0.5788	0.4841	0.4055	0.3403	0.2861	0.2409	0.1711
19 to 20	0.8236	0.6797	0.5619	0.4655	0.3862	0.3211	0.2674	0.2230	0.1560
20 to 21	0.8155	0.6664	0.5456	0.4476	0.3678	0.3029	0.2499	0.2065	0.1418
21 to 22	0.8074	0.6533	0.5297	0.4303	0.3503	0.2857	0.2335	0.1912	0.1289
22 to 23	0.7994	0.6405	0.5143	0.4138	0.3336	0.2696	0.2182	0.1770	0.1172
23 to 24	0.7915	0.6279	0.4993	0.3979	0.3178	0.2543	0.2040	0.1639	0.1065
24 to 25	0.7837	0.6156	0.4847	0.3826	0.3026	0.2399	0.1906	0.1518	0.0968
25 to 26	0.7759	0.6035	0.4706	0.3679	0.2882	0.2263	0.1782	0.1405	0.0880
26 to 27	0.7682	0.5917	0.4569	0.3537	0.2745	0.2135	0.1665	0.1301	0.0800
27 to 28	0.7606	0.5801	0.4436	0.3401	0.2614	0.2014	0.1556	0.1205	0.0728
28 to 29	0.7531	0.5687	0.4307	0.3270	0.2490	0.1900	0.1454	0.1116	0.0661
29 to 30	0.7456	0.5576	0.4181	0.3144	0.2371	0.1793	0.1359	0.1033	0.0601
30 to 31	0.7382	0.5466	0.4060	0.3024	0.2258	0.1691	0.1270	0.0956	0.0547
31 to 32	0.7309	0.5359	0.3941	0.2907	0.2151	0.1596	0.1187	0.0886	0.0497
32 to 33	0.7237	0.5254	0.3827	0.2795	0.2048	0.1505	0.1109	0.0820	0.0452
33 to 34	0.7165	0.5151	0.3715	0.2688	0.1951	0.1420	0.1037	0.0759	0.0411
34 to 35	0.7094	0.5050	0.3607	0.2585	0.1858	0.1340	0.0969	0.0703	0.0373
35 to 36	0.7024	0.4951	0.3502	0.2485	0.1769	0.1264	0.0906	0.0651	0.0339
36 to 37	0.6955	0.4854	0.3400	0.2390	0.1685	0.1192	0.0846	0.0603	0.0309
37 to 38	0.6886	0.4759	0.3301	0.2298	0.1605	0.1125	0.0791	0.0558	0.0281
38 to 39	0.6818	0.4666	0.3205	0.2209	0.1528	0.1051	0.0739	0.0517	0.0255
39 to 40	0.6750	0.4574	0.3111	0.2124	0.1456	0.1001	0.0691	0.0478	0.0232
40 to 41	0.6683	0.4484	0.3021	0.2043	0.1386	0.0944	0.0646	0.0443	0.0211
41 to 42	0.6617	0.4396	0.2933	0.1964	0.1320	0.0891	0.0603	0.0410	0.0192
42 to 43	0.6552	0.4310	0.2847	0.1888	0.1257	0.0841	0.0564	0.0380	0.0174
43 to 44	0.6487	0.4226	0.2764	0.1816	0.1198	0.0793	0.0527	0.0352	0.0158
44 to 45	0.6422	0.4143	0.2684	0.1746	0.1141	0.0748	0.0493	0.0326	0.0144
45 to 46	0.6359	0.4062	0.2606	0.1679	0.1086	0.0706	0.0460	0.0302	0.0131
46 to 47	0.6296	0.3982	0.2530	0.1614	0.1035	0.0666	0.0430	0.0279	0.0119
47 to 48	0.6234	0.3904	0.2456	0.1552	0.0985	0.0628	0.0402	0.0259	0.0108
48 to 49	0.6172	0.3827	0.2385	0.1492	0.0938	0.0593	0.0376	0.0239	0.0098
49 to 50	0.6111	0.3752	0.2315	0.1435	0.0894	0.0559	0.0351	0.0222	0.0089

TABLE E-28—Continued

Present Worth at Zero Date of \$1 Flowing Uniformly Throughout One-Year Periods

This table assumes continuous compounding of interest at various stated effective rates per annum.

Period	12%	15%	20%	25%	30%	35%	40%	45%	50%
0 to 1	0.9454	0.9333	0.9141	0.8963	0.8796	0.8639	0.8491	0.8352	0.8221
1 to 2	0.8441	0.8115	0.7618	0.7170	0.6766	0.6399	0.6065	0.5760	0.5481
2 to 3	0.7537	0.7057	0.6348	0.5736	0.5205	0.4740	0.4332	0.3973	0.3654
3 to 4	0.6729	0.6136	0.5290	0.4589	0.4004	0.3511	0.3095	0.2740	0.2456
4 to 5	0.6008	0.5336	0.4408	0.3671	0.3080	0.2601	0.2210	0.1889	0.1624
5 to 6	0.5365	0.4640	0.3674	0.2937	0.2369	0.1927	0.1579	0.1303	0.1083
6 to 7	0.4790	0.4035	0.3061	0.2350	0.1822	0.1427	0.1128	0.0899	0.0722
7 to 8	0.4277	0.3508	0.2551	0.1880	0.1402	0.1057	0.0806	0.0620	0.0481
8 to 9	0.3818	0.3051	0.2126	0.1504	0.1078	0.0783	0.0575	0.0427	0.0321
9 to 10	0.3409	0.2653	0.1772	0.1203	0.0829	0.0580	0.0411	0.0295	0.0214
10 to 11	0.3044	0.2307	0.1476	0.0962	0.0638	0.0430	0.0294	0.0203	0.0143
11 to 12	0.2718	0.2006	0.1230	0.0770	0.0491	0.0318	0.0210	0.0140	0.0095
12 to 13	0.2427	0.1744	0.1025	0.0616	0.0378	0.0236	0.0150	0.0097	0.0063
13 to 14	0.2167	0.1517	0.0854	0.0493	0.0290	0.0175	0.0107	0.0067	0.0042
14 to 15	0.1935	0.1319	0.0712	0.0394	0.0223	0.0129	0.0076	0.0046	0.0028
15 to 16	0.1727	0.1147	0.0593	0.0315	0.0172	0.0096	0.0055	0.0032	0.0019
16 to 17	0.1542	0.0997	0.0494	0.0252	0.0132	0.0071	0.0039	0.0022	0.0013
17 to 18	0.1377	0.0867	0.0412	0.0202	0.0102	0.0053	0.0028	0.0015	0.0008
18 to 19	0.1229	0.0754	0.0343	0.0161	0.0078	0.0039	0.0020	0.0010	0.0006
19 to 20	0.1098	0.0656	0.0286	0.0129	0.0060	0.0029	0.0014	0.0007	0.0004
20 to 21	0.0980	0.0570	0.0238	0.0103	0.0046	0.0021	0.0010	0.0005	0.0002
21 to 22	0.0875	0.0496	0.0199	0.0083	0.0036	0.0016	0.0007	0.0003	0.0002
22 to 23	0.0781	0.0431	0.0166	0.0066	0.0027	0.0012	0.0005	0.0002	0.0001
23 to 24	0.0698	0.0375	0.0138	0.0053	0.0021	0.0009	0.0004	0.0002	0.0001
24 to 25	0.0623	0.0326	0.0115	0.0042	0.0016	0.0006	0.0003	0.0001	
25 to 26	0.0556	0.0284	0.0096	0.0034	0.0012	0.0005	0.0002	0.0001	
26 to 27	0.0497	0.0247	0.0080	0.0027	0.0010	0.0004	0.0001	0.0001	
27 to 28	0.0443	0.0214	0.0067	0.0022	0.0007	0.0003	0.0001		
28 to 29	0.0396	0.0186	0.0055	0.0017	0.0006	0.0002	0.0001		
29 to 30	0.0353	0.0162	0.0046	0.0014	0.0004	0.0001			
30 to 31	0.0316	0.0141	0.0039	0.0011	0.0003	0.0001			
31 to 32	0.0282	0.0123	0.0032	0.0009	0.0003	0.0001			
32 to 33	0.0252	0.0107	0.0027	0.0007	0.0002	0.0001			
33 to 34	0.0225	0.0093	0.0022	0.0006	0.0002				
34 to 35	0.0201	0.0081	0.0019	0.0005	0.0001				
35 to 36	0.0179	0.0070	0.0015	0.0004	0.0001				
36 to 37	0.0160	0.0061	0.0013	0.0003	0.0001				
37 to 38	0.0143	0.0053	0.0011	0.0002	0.0001				
38 to 39	0.0127	0.0046	0.0009	0.0002					
39 to 40	0.0114	0.0040	0.0007	0.0001					
40 to 41	0.0102	0.0035	0.0006	0.0001					
41 to 42	0.0091	0.0030	0.0005	0.0001					
42 to 43	0.0081	0.0026	0.0004	0.0001					
43 to 44	0.0072	0.0023	0.0004						
44 to 45	0.0065	0.0020	0.0003						
45 to 46	0.0058	0.0017	0.0002						
46 to 47	0.0051	0.0015	0.0002						
47 to 48	0.0046	0.0013	0.0002						
48 to 49	0.0041	0.0011	0.0001						
49 to 50	0.0037	0.0010	0.0001						

TABLE E-29

Present Worth at Zero Date of \$1 Per Year Flowing  
Uniformly Throughout Stated Periods Starting at Zero Date

This table assumes continuous compounding of interest at various  
stated effective rates per annum.

Period	1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	10%
0 to 1	0.995	0.990	0.985	0.981	0.976	0.971	0.967	0.962	0.954
0 to 2	1.980	1.961	1.942	1.924	1.906	1.888	1.871	1.854	1.821
0 to 3	2.956	2.913	2.871	2.830	2.791	2.752	2.715	2.679	2.609
0 to 4	3.921	3.846	3.773	3.702	3.634	3.568	3.504	3.443	3.326
0 to 5	4.878	4.760	4.648	4.540	4.437	4.338	4.242	4.150	3.977
0 to 6	5.824	5.657	5.498	5.346	5.202	5.063	4.931	4.805	4.570
0 to 7	6.762	6.536	6.323	6.121	5.930	5.748	5.576	5.412	5.108
0 to 8	7.690	7.398	7.124	6.867	6.623	6.394	6.178	5.974	5.597
0 to 9	8.609	8.244	7.902	7.583	7.284	7.004	6.741	6.494	6.042
0 to 10	9.519	9.072	8.658	8.272	7.913	7.579	7.267	6.975	6.447
0 to 11	10.419	9.884	9.391	8.935	8.512	8.121	7.758	7.421	6.815
0 to 12	11.311	10.681	10.103	9.572	9.083	8.633	8.218	7.834	7.149
0 to 13	12.194	11.461	10.794	10.184	9.627	9.116	8.647	8.216	7.453
0 to 14	13.069	12.227	11.465	10.773	10.144	9.571	9.048	8.570	7.729
0 to 15	13.934	12.977	12.116	11.339	10.637	10.001	9.423	8.897	7.980
0 to 16	14.791	13.713	12.749	11.884	11.107	10.406	9.774	9.201	8.209
0 to 17	15.640	14.434	13.363	12.407	11.554	10.789	10.101	9.482	8.416
0 to 18	16.480	15.141	13.959	12.911	11.979	11.149	10.407	9.742	8.605
0 to 19	17.312	15.835	14.538	13.395	12.385	11.490	10.693	9.983	8.777
0 to 20	18.136	16.514	15.100	13.860	12.771	11.811	10.961	10.206	8.932
0 to 21	18.951	17.181	15.645	14.308	13.139	12.114	11.210	10.412	9.074
0 to 22	19.759	17.834	16.175	14.738	13.489	12.399	11.444	10.604	9.203
0 to 23	20.558	18.475	16.689	15.152	13.823	12.669	11.662	10.781	9.320
0 to 24	21.349	19.102	17.188	15.550	14.141	12.923	11.866	10.945	9.427
0 to 25	22.133	19.718	17.673	15.932	14.443	13.163	12.057	11.096	9.524
0 to 26	22.909	20.322	18.144	16.300	14.732	13.389	12.235	11.237	9.612
0 to 27	23.677	20.913	18.601	16.654	15.006	13.603	12.402	11.367	9.692
0 to 28	24.438	21.493	19.044	16.994	15.268	13.804	12.557	11.487	9.765
0 to 29	25.191	22.062	19.475	17.321	15.517	13.994	12.703	11.599	9.831
0 to 30	25.937	22.620	19.893	17.636	15.754	14.174	12.838	11.702	9.891
0 to 31	26.675	23.166	20.299	17.938	15.979	14.343	12.965	11.798	9.945
0 to 32	27.406	23.702	20.693	18.229	16.195	14.502	13.084	11.887	9.995
0 to 33	28.129	24.228	21.076	18.508	16.399	14.653	13.195	11.969	10.040
0 to 34	28.846	24.743	21.447	18.777	16.594	14.795	13.299	12.044	10.081
0 to 35	29.555	25.248	21.808	19.035	16.780	14.929	13.396	12.115	10.119
0 to 40	32.999	27.628	23.460	20.186	17.585	15.493	13.793	12.395	10.260
0 to 45	36.275	29.784	24.885	21.132	18.215	15.915	14.076	12.587	10.348
0 to 50	39.392	31.737	26.114	21.909	18.709	16.230	14.278	12.717	10.403
0 to 55	42.358	33.505	27.174	22.548	19.096	16.466	14.422	12.805	10.437
0 to 60	45.179	35.107	28.089	23.073	19.399	16.642	14.525	12.865	10.458
0 to 65	47.864	36.558	28.878	23.505	19.636	16.773	14.598	12.906	10.471
0 to 70	50.419	37.872	29.558	23.859	19.822	16.871	14.650	12.934	10.479
0 to 75	52.850	39.063	30.145	24.151	19.968	16.945	14.688	12.953	10.484
0 to 80	55.162	40.141	30.652	24.391	20.082	17.000	14.714	12.966	10.487
0 to 85	57.363	41.117	31.088	24.588	20.172	17.041	14.733	12.975	10.489
0 to 90	59.456	42.001	31.465	24.749	20.242	17.071	14.747	12.981	10.490
0 to 95	61.449	42.802	31.790	24.883	20.297	17.094	14.756	12.985	10.491
0 to 100	63.3	43.528	32.071	24.992	20.340	17.111	14.763	12.988	10.491

TABLE E-29—Continued

Present Worth at Zero Date of \$1 Per Year Flowing  
Uniformly Throughout Stated Periods Starting at Zero Date

This table assumes continuous compounding of interest at various  
stated effective rates per annum.

Period	12%	15%	20%	25%	30%	35%	40%	45%	50%
0 to 1	0.945	0.933	0.914	0.896	0.880	0.864	0.849	0.835	0.822
0 to 2	1.790	1.745	1.676	1.613	1.556	1.504	1.456	1.411	1.370
0 to 3	2.543	2.450	2.311	2.187	2.077	1.978	1.889	1.809	1.736
0 to 4	3.216	3.064	2.840	2.646	2.477	2.329	2.198	2.083	1.979
0 to 5	3.817	3.598	3.281	3.013	2.785	2.589	2.419	2.271	2.142
0 to 6	4.353	4.062	3.648	3.307	3.022	2.782	2.577	2.402	2.250
0 to 7	4.832	4.465	3.954	3.542	3.204	2.924	2.690	2.492	2.322
0 to 8	5.260	4.816	4.209	3.730	3.344	3.030	2.771	2.554	2.370
0 to 9	5.642	5.121	4.422	3.880	3.452	3.108	2.828	2.596	2.402
0 to 10	5.983	5.386	4.599	4.000	3.535	3.166	2.869	2.626	2.424
0 to 11	6.287	5.617	4.747	4.096	3.599	3.209	2.899	2.646	2.438
0 to 12	6.559	5.818	4.870	4.173	3.648	3.241	2.920	2.660	2.447
0 to 13	6.802	5.992	4.972	4.235	3.686	3.265	2.935	2.670	2.454
0 to 14	7.018	6.144	5.058	4.284	3.715	3.282	2.945	2.677	2.458
0 to 15	7.212	6.276	5.129	4.324	3.737	3.295	2.953	2.681	2.461
0 to 16	7.385	6.390	5.188	4.355	3.754	3.305	2.958	2.684	2.463
0 to 17	7.539	6.490	5.238	4.381	3.767	3.312	2.962	2.686	2.464
0 to 18	7.676	6.577	5.279	4.401	3.778	3.317	2.965	2.688	2.465
0 to 19	7.799	6.652	5.313	4.417	3.785	3.321	2.967	2.689	2.465
0 to 20	7.909	6.718	5.342	4.430	3.791	3.324	2.968	2.690	2.466
0 to 21	8.007	6.775	5.366	4.440	3.796	3.326	2.969	2.690	2.466
0 to 22	8.095	6.824	5.385	4.448	3.800	3.328	2.970	2.691	2.466
0 to 23	8.173	6.868	5.402	4.455	3.802	3.329	2.971	2.691	2.466
0 to 24	8.243	6.905	5.416	4.460	3.804	3.330	2.971	2.691	2.466
0 to 25	8.305	6.938	5.427	4.465	3.806	3.330	2.971	2.691	2.466
0 to 26	8.360	6.966	5.437	4.468	3.807	3.331	2.972	2.691	2.466
0 to 27	8.410	6.991	5.445	4.471	3.808	3.331	2.972	2.691	2.466
0 to 28	8.454	7.012	5.452	4.473	3.809	3.331	2.972	2.691	2.466
0 to 29	8.494	7.031	5.457	4.474	3.810	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 30	8.529	7.047	5.462	4.476	3.810	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 31	8.561	7.061	5.466	4.477	3.810	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 32	8.589	7.073	5.469	4.478	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 33	8.614	7.084	5.471	4.479	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 34	8.637	7.093	5.474	4.479	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 35	8.657	7.101	5.476	4.480	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 40	8.729	7.128	5.481	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 45	8.770	7.142	5.483	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 50	8.793	7.148	5.484	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 55	8.807	7.152	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 60	8.814	7.153	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 65	8.818	7.154	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 70	8.821	7.155	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 75	8.822	7.155	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 80	8.823	7.155	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 85	8.823	7.155	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 90	8.824	7.155	5.485	4.481	3.811	3.332	2.972	2.691	2.466
0 to 95	8.824	7.155	5.485	4.481	3.811	3.332	2.97	2.691	2.466
0 to 100	8.824	7.155	5.485	4.481	3.811	3.332	2.97	2.691	2.466

CONTABILIDAD BASICA Y CONTABILIDAD DE  
COSTOS.

= = = = =

PREFACIO.

Este curso podría haber sido subtulado como "Contabilidad para no contadores". Por cada contador profesional hay docenas de otras personas en la industria y en el gobierno que necesitan entender los conceptos básicos de contabilidad para poder desarrollar sus trabajos apropiadamente.

El objeto de este curso es proporcionar un conocimiento fundamental de contabilidad para personas que no esperan llegar a ser contadores, pero necesitan entender los conceptos básicos de contabilidad y obtener una visión de la estructura y de las características de operación de los sistemas contables.

Las personas que no son contadores necesitan tener un conocimiento básico de los conceptos fundamentales, definiciones y terminología de contabilidad y de las técnicas básicas y políticas comunmente empleadas en sistemas contables. Pero generalmente tienen el tiempo limitado para dedicarlo al estudio de estos conceptos. Así que, este curso aunque conciso, trata tanto contabilidad general como contabilidad de costos juntos, ambos relacionados con temas tales como depreciación, control presupuestal y usos administrativos de la información contable. Muchos temas de importancia para contadores profesionales, tales como historia contable, filosofía y teoría, son considerados de menor importancia para nosotros los ingenieros y su alcance está fuera de este curso.

PARTE I

ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS.

IMPORTANCIA DE LA CONTABILIDAD EN LA INDUSTRIA. Entre más grande es el tamaño de una compañía, más importante es la contabilidad desde el punto de vista de control interno. En un negocio pequeño es posible tener contacto personal con todos sus asuntos. A medida que el tamaño del negocio au

menta, el control ejecutivo deja de ser un asunto de contacto personal para depender en aumento de cosas tales como presupuestos, reportes de costos, variaciones, reportes de estados de pérdidas y ganancias, y balances. El crecimiento de la industria ha propiciado el aumento de la importancia de la contabilidad.

IMPORTANCIA DEL CONOCIMIENTO DE CONTABILIDAD AL CONSTRUCTOR. La importancia de la contabilidad como un medio de control, hace deseable a cualquier persona ocupando un puesto de responsabilidad, el entender los principios básicos de contabilidad. Aún aquellas personas cuyas actividades las ponen en contacto con solo una parte de los registros contables, pueden actuar más inteligentemente si entienden como estos registros intervienen en el conjunto general del proyecto de las cosas. Cada promoción al ocupar una posición de mayor responsabilidad administrativa, es probable que aumente el contacto individual de la persona con contabilidad. Como resultado de tal promoción, es probable que una persona tenga que basar muchas de sus decisiones en números y reportes proporcionados por el Sistema contable ó bien tenga que decidir la forma en que se deban llevar los registros contables.

TITULO DE ESTE CURSO. Este curso presenta en una forma concisa, los principios esenciales de contabilidad general y de contabilidad de costos. Para cualquiera trabajando en el campo de producción, la contabilidad de costos es de especial importancia. Aunque el énfasis principal a través de éste curso es en la clase de información que uno puede obtener de los registros contables, también se menciona la clase de información que uno no puede obtener de la contabilidad.

Cuando una persona tiene un panorama general de los fundamentos contables como una base, los detalles de un sistema contable le son inteligibles, sin este panorama, quizás nunca los podría realmente entender. Por lo tanto el objetivo de este curso es proporcionar un conocimiento con el cual una persona pueda llenar sus propios requisitos en práctica y las bases con las cuales pueda desarrollar una apreciación de los usos y limitaciones de la contabilidad.

¿QUE ES CONTABILIDAD? Contabilidad es el arte de registrar, clasificar y sumarizar de un modo significativo y en terminos de dinero, transacciones y acontecimientos los cuales son, por lo menos en una parte, de un carácter financiero, y como consecuencia interpretación de los resultados así obtenidos.

EL PUNTO DE VISTA DEL BALANCE. Un análisis del balance proporciona un acercamiento conveniente a los principios básicos de contabilidad. El balance es un informe obtenido del libro Mayor de contabilidad que da una imagen de las condiciones financieras de una empresa a una fecha específica. Al través del establecimiento en terminos de dinero de lo que la empresa posee (sus activos) y de lo que la empresa debe (sus pasivos), el balance establece una valuación monetaria del capital de los accionistas en la empresa. Esto se ve, una vez obtenido lo que queda para los accionistas después de deducir lo que la empresa debe (sus pasivos) y de lo que la empresa posee (sus activos). Lo antes mencionado puede expresarse en forma de una ecuación como sigue:

CAPITAL = Valuación en las cuentas de lo que la empresa posee menos lo que la empresa debe.

ó expresado más brevemente:

CAPITAL = ACTIVO - PASIVO.

LIMITACIONES DE LAS VALUACIONES CONTABLES. Se debe tener en mente que los valores de los activos que se encuentran en los balances son cantidades que resultan de la aplicación formal y sistemática de las reglas contables.

Las reglas sistemáticas para determinar los valores asignados a los activos en las cuentas a menudo dan valores que son muy diferentes de los valores en el mercado.

CALCULO DEL VALOR DEL CAPITAL.- El modo que el capital es deducido de las cantidades de los Activos y Pasivos puede ser ilustrado de la siguiente manera:

La Compañía "Maquinaria del Valle, S.A.", es una compañía que renta un almacén para equipo de construcción que no esta en uso y también actúa como una bolsa de maquinaria de construcción de segunda mano. Las cuentas muestran que al 10. de Marzo de 19\_\_ la compañía tenía un saldo de \$15,200.00 en su cuenta de cheques. Es propietaria de un terreno que le costo \$100,000.00 y de un cobertizo que le costó \$20,000.00 y hace las veces de Sala de exposición. Sus cuentas por cobrar \$6,000.00 de la Cía. Constructora MAR, S.A y de la Cía. Constructora SUR, S.A. Sus cuentas por pagar de \$2,100.00 a la revista "Noticias mensuales de Construcción" y de \$12,000.00 a la Cía. de Transportes Columbia, S.A., la Compañía no tenía otros activos ó pasivos.

Los activos se pueden enlistar como sigue:

—Saldo en la cuenta de cheques..\$	15,200.00
—Cuentas por cobrar de la - - Const. Mar, S.A. . . . .	6,000.00
—Cuentas por cobrar de la Const. Sur, S.A. . . . .	18,000.00
—Terreno. . . . .	100,000.00
—Cobertizo . . . . .	20,000.00
TOTAL DE ACTIVOS. \$ 159,200.00	

Los pasivos pueden enlistarse como sigue:

— Cuenta por pagar del "Noticias Mensuales de Const." . . . . .	\$ 2,100.00
— Cuenta por pagar de Transpor- tes Columbia, S.A. . . . .	12,000.00
TOTAL DE PASIVOS. \$ 14,100.00	

El capital del negocio puede ser determinado restan-  
do como sigue:

ACTIVO	\$ 159,200.00
PASIVO	\$ 14,100.00
CAPITAL	\$ 145,100.00

DETERMINACION DE LAS GANANCIAS RETENIDAS. Otro tema-  
interesante acerca de la Cía. Maquinaria del Valle, S.A. que--  
no se ha mencionado, es que la inversión original de los - --  
accionistas (los propietarios) era de \$75,000.00. Esta está --  
representada por 50 acciones con un valor nominal de \$1,500.00  
cada una.

La valuación del capital obtenida de los libros es -  
de \$145,100.00. Es evidente que esta cantidad es \$70,100.00 -  
mayor que la inversión hecha por los accionistas. Estos - -  
\$70,100.00 representan la porción de las utilidades que se han  
obtenido en ejercicios contables anteriores y que han sido de-  
jados en el negocio en lugar de haber sido entregados a los -  
propietarios como dividendos. El nombre contable para tal can-

tividad es "Ganancias Retenidas". Siempre que el valor actual -- del CAPITAL en libros es menor que el valor inicial del Capital la cantidad de "Ganancias Retenidas" es negativa y el termino "deficit" es usado en el balance.

UN BALANCE SIMPLE. Para propósitos de una declaración financiera formal, es conveniente reescribir la ecuación que define el Capital como la diferencia entre Activos y Pasivos para leerse como sigue:

$$\text{ACTIVO} = \text{PASIVO} + \text{CAPITAL}$$

Esta es la forma común de la ecuación del balance.-- El balance formal implica una dosificación y una tabulación -- de varios conceptos de esta ecuación. Esto se puede ilustrar -- como sigue:

COMPANIA MAQUINARIA DEL VALLE, S.A.

Balance al 1° de Marzo de 19\_\_

ACTIVO		PASIVO Y CAPITAL	
Efectivo	\$ 15,200.00	Cuentas por pagar	\$ 14,100.00
Cuentas por cobrar	\$ 24,000.00	Capital Social	\$ 75,000.00
Terrenos	\$ 100,000.00	Ganancias Reteni-	
Edificaciones.	\$ 20,000.00	das.	\$ 70,100.00
TOTAL	\$ 159,200.00	TOTAL	\$ 159,200.00

Deberá notarse que en este balance las cuentas por cobrar individuales se han combinado dentro de una sola cantidad. El saldo en la cuenta de cheques referido como "Efectivo" es frecuentemente usada para referir los saldos de las cuentas en los bancos comerciales.

Se ha hecho referencia a las posibles limitaciones de las valuaciones en el balance. Una simple ilustración acerca de este punto se puede obtener al notar que el terreno esta valuado a su costo o sea a \$100,000.00 . Obviamente el valor presente en el mercado puede ser mayor ó menor que este costo.

INTRODUCCION AL DEBE Y AL HABER. El origen historico del uso de las palabras "debe y haber" en contabilidad se remonta a los dias del uso de registro de partida simple en los libros de contabilidad en los cuales el principal objeto era llevar un record de las cantidades que debian los clientes ( los deudores) y de las cantidades que se le debian al vendedor (los acreedores). El debe se aplica para indicar "el debe"

y el haber para indicar a "el se le debe". Hacer un cargo a una cuenta de un cliente (el debe) era simplemente registrar una cantidad que el cliente nos debía; y acreditar una cuenta (el haber) era registrar una cantidad que nosotros le debíamos al vendedor.

La costumbre era que cuando el cliente pagaba su cuenta debía ser acreditada; y cuando se le pagaba a un vendedor, su cuenta debía ser cargada. Subsecuentemente, se volvió costumbre en contabilidad que el debe se mostrara en el lado Izquierdo de las cuentas el haber en el lado derecho de las cuentas.

Con el desarrollo del registro de doble partida en los libros de contabilidad y con la elaboración de los sistemas contables, la derivación original de las palabras debe y haber perdió su significado y fué insatisfactorio como una base para entender el significado de estas palabras en la contabilidad moderna y la que se usaba anteriormente es que el debe se refiere en el lado izquierdo de una cuenta y el haber en el lado derecho.

El debe puede referirse como una cantidad de dinero registrada en el lado Izquierdo de una cuenta y el haber como el registro de una cantidad de dinero en el lado derecho de una cuenta.

**BASES DEL REGISTRO DE LA DOBLE PARTIDA EN LOS LIBROS DE CONTABILIDAD.** El registro de la doble partida, esta basado en la ecuación del balance. El activo debe ser siempre igual a la suma del pasivo más el capital. Ninguna transacción o cuenta puede alterar esta igualdad. Algunas transacciones son meramente el intercambio de un activo por otro, como ocurre cuando compramos un mueble de oficina con efectivo o como cuando una cuenta por cobrar es saldada con su pago en efectivo. Otras transacciones pueden involucrar un incremento en un activo con un correspondiente aumento en un pasivo, como ocurre cuando una presa de Maquinaria es comprada a crédito. Pero cualquier transacción que altera la diferencia entre Activos y Pasivos necesariamente provoca un cambio en el capital.

Consecuentemente, cualquier evento que cambia el balance de cualquier cuenta del activo o del pasivo necesariamente cambia el balance en otra cuenta del activo o del pasivo o en una cuenta del capital. Esto es lo que se llama el carácter doble o transacciones comerciales que permiten el registro de la doble partida en contabilidad.

**REGLAS PARA EL CARGO Y CREDITO DE CUENTAS.** Los siguientes convencionalismos deben ser observados con respecto al lado izquierdo y derecho de las cuentas:

Para cuentas del activo, el lado izquierdo (el debe) es el lado positivo de la cuenta y el lado derecho (el haber) es el lado negativo de la cuenta.

Para cuentas del pasivo, del capital, el lado derecho de la cuenta (el haber) es el lado positivo de la cuenta, y el lado izquierdo (el debe) es el lado negativo de la cuenta.

De los convencionalismos anteriores, conjuntamente con los requisitos de la ecuación del balance se derivan las siguientes reglas para el cargo y crédito de cuentas:

- |   |   |
|---|---|
| <p>1.- Si se aumenta un activo por una transacción, cargue la cuenta apropiada del activo.</p> <p>2.- Si un pasivo es disminuido por una transacción, cargue la cuenta apropiada del pasivo.</p> <p>3.- Si el capital es disminuido por una transacción, cargue la cuenta apropiada del capital (usualmente una cuenta de gastos)</p> | <p>1.- Si un activo es disminuido por una transacción, acredite la cuenta apropiada del activo.</p> <p>2.- Si un pasivo es aumentado por una transacción acredite la cuenta apropiada del pasivo.</p> <p>3.- Si el capital es aumentado por una transacción acredite la cuenta apropiada del Capital (usualmente una cuenta de ingresos.)</p> |
|---|---|

Como conveniencia para memorizar, estas reglas pueden ser sumariadas como sigue:

CUENTA	SI ES AUMENTADA	SI ES DISMINUIDA.
ACTIVO.....	Cargue la cuenta	Acredite la cuenta.
PASIVO O CAPITAL.	Acredite la cuenta	Cargue la cuenta.

O inversamente, los adientos en las cuentas pueden interpretarse como sigue:

CUENTA	UN CARGO SIGNIFICA (EL DEBE)	UN CREDITO SIGNIFICA. (EL HABER)
ACTIVO.....	Un aumento	Una disminución.
PASIVO O CAPITAL	Una disminución	Un aumento.

Es conveniente simbolizar una cuenta, con sus lados respectivamente del debe y el haber, en forma de esqueleto como una larga T. Usando una T para representar todas las cuentas del pasivo, otra para representar todas las cuentas del activo y una tercera para representar todas las cuentas del capital, las reglas para el cargo (el debe) y el crédito (el haber) de cuentas pueden ser representadas simbólicamente como sigue:

A		=	P		+	C	
Debe	Haber		Debe	Haber		Debe	Haber
+	-		-	+		-	+

Si las reglas anteriores son observadas y si un asiento completo es hecho para cada transacción, se observa que cada asiento hecho en los libros sera balanceado con respecto a la ecuación básica de contabilidad. Activo = Pasivo + Capital.

LOS CARGOS DEBEN SER IGUALES A LOS CREDITOS. Necesariamente si cada transacción es registrada apropiadamente de acuerdo a (1) la ecuación del balance y (2) de acuerdo a las reglas para el crédito y cargo de cuentas, se tendrá que para cada transacción la suma de los cargos en el libro mayor será igual a la suma de los créditos. Esto nos proporciona un medio de checar que puede ser hecho para cada transacción y este chequeo nos revelará una gran variedad de posibles errores. También por supuesto, si por cada transacción registrada, la suma de los cargos iguala a la suma de los créditos, esta igualdad se mantendrá en cualquier tiempo en el libro mayor. Cuando un contador dice, "El libro mayor esta en Balance", significa que esta prueba fué aplicada al libro Mayor y no fallo.

EJEMPLO: PARA ILUSTRAR CARGOS Y CRDITOS. El siguiente ejemplo contiene un ciclo contable completo. El ejemplo se inicia con las cuentas de balance para una empresa al comienzo de un periodo contable (un mes, un trimestre, un semestre o un año) e ilustra los efectos que ocurren durante el periodo. El ejemplo concluye con la preparación del balance al final del periodo y de un estado de resultados, mostrando las ganancias o las pérdidas netas del periodo.

COMO ANALIZAR UNA TRANSACCION COMERCIAL EN TERMINOS DEL DEBE Y EL HABER. Con el fin de determinar la forma de hacer un asiento para una transacción en específico, nos debemos hacer preguntas tales como ¿Ha sido un activo aumentado o disminuido por esta transacción? En caso que si ¿Cual activo (el efectivo, una cuenta por cobrar de un cliente en particular, una mercancía vendida etc.) y cuanto? ¿Ha sido aumentada o disminuida una cuenta del pasivo por esta transacción? En caso que si ¿Cuál cuenta (una cuenta por pagar a

un acreedor en particular) y cuanto?

TABLA 1-1

TRANSACCIONES DE LA COMPAÑIA MAQUINARIA DEL VALLE, S.A.

DURANTE EL MES DE MARZO DE 19\_\_

A.- Balances iniciales al lo. de Marzo de 19\_\_, eran como sigue:

CUENTA	DEBE	HABER	<u>Las Ctas. por cobrar eran:</u>
- Efectivo	\$15,200.00		Const. Mar, S.A. \$6,000.00
- Ctas. p/co- brar	24,000.00		Const. Sur, S.A. 13,000.00
- Terrenos	100,000.00		
- Cuentas por Pagar		\$14,100.00	<u>Las ctas. por pagar eran.</u>
- Capital Social		75,000.00	Noticias Mens. de la Const. \$ 2,100.00
- Ganancias rete- nidas.		70,100.00	Transp. Columbia \$ 12,000.00 S.A.

B.- Se recibieron \$8,000.00 de Const. Sur, S.A.

C.- Se liquido la cuenta "Noticias Mensuales de la Const. \$2,100.00

D.- Se recibio una cuenta de \$6,000.00 de la Cía. Estructuras, S. A. por la ampliación del cobertizo.

E.- Se recibieron \$1,500.00 del Ing. Manuel Vázquez por concep-  
to de alquiler de almacenaje de una Motoconformadora.

F.- Se pagaron \$800.00 a "Noticias Mensuales de la Construcción" -  
por concepto de publicidad durante marzo.

G.- Se recibieron \$2,000.00 de Acuario, S.A. por concepto de co-  
misión de la venta de una revolvedora.

H.- Se le facturaron \$5,000.00 a Const. Mar, S.A. por concepto -  
de comisión en la venta de un camión de volteo.

I.- Se ~~le~~ pagaron \$3,000.00 a cuenta a Estructuras, S.A.

J.- Se tomo a revisión la factura de Noticias Mensuales de la -  
Construcción, correspondiente al anuncio del mes de Marzo -  
\$900.00

K.- Se facturaron \$2,500.00 a Const. Sur, S.A. por la renta de espacio en la Sala de exhibición del mes de Marzo.

L.- Pago del salario del Gerente, Sr. Fernando Alvarez \$7,000.00.

Para determinar si se ha efectuado un cambio en el capital, recuerde que  $\text{Capital} = \text{Activo} - \text{Pasivo}$ , si la transacción cambia la diferencia entre la suma de activos y la suma de pasivos, entonces ha habido un cambio correspondiente en el capital. Por ejemplo, si una transacción disminuye el activo de la cuenta de efectivo en \$1,000.00 y no cambia ningún otro activo o pasivo entonces ha habido una disminución de \$1,000.00 en el Capital.

La siguiente tabla muestra las transacciones de esta compañía durante Marzo.

TABLA 1-2

EL LIBRO MAYOR DE LA COMPAÑIA MAQUINARIA DEL VALLE, S.A. REPRESENTADO POR CUENTAS T MOSTRANDO LOS ASIENTOS CORRESPONDIENTES AL MES DE MARZO DE 19\_\_.

ACTIVO		=	PASIVO	+	CAPITAL
<u>Efectivo</u>			<u>Ctas. por Pagar</u>		<u>Capital Social</u>
A15,200.00	2,100.00C		14,100.00A		75,000.00A
B 8,000.00	800.00F		6,000.00D		
E 1,500.00	3,000.00I		9,000.00J		
G 2,000.00	2,000.00L				
<u>Ctas. por Cobrar</u>					<u>Ganancias Retenidas</u>
A24,000.00	8,000.00B				70,100.00A
H 5,000.00					
K 2,500.00					
<u>Terrenos</u>					<u>Pérdidas y Ganancias</u>
A100,000.00				F 800.00	1,500.00E
				J 900.00	2,000.00G
				L7,000.00	5,000.00H
					2,500.00K
<u>Edificaciones.</u>					
A20,000.00					
D 6,000.00					

Se deberá tener atención especial a las siguientes explicaciones de cada asiento.

ASIENTO A. Si nuestro libro mayor ha sido usado para los periodos contables precedentes (Vr.gr.Febrero) los balances iniciales para Marzo deberán estar ya en el libro Mayor, las cuentas del activo tienen balances en el debe; las cuentas del pasivo y del capital tienen balances en el haber. Con estos balances -

iniciales las cuentas T aparecen como sigue:

<u>Efectivo</u>	<u>Ctas. por Cobrar</u>	<u>Ctas. por Pagar.</u>
A 15,200.00	A 24,000.00	14,100.00 A
<u>Terrenos</u>	<u>Edificaciones</u>	<u>Capital Social</u>
A 100,000.00	A 20,000.00	75,000.00 A
		<u>Ganancias Retenidas</u>
		70,100.00 A

NOTESE que la suma de las cantidades de las cuentas en el debe son iguales a la suma de las cantidades en el haber. Los demás asientos se explicaran durante la clase.

TABLA 1 - 3

EL LIBRO MAYOR DE LA COMPANIA MAQ. DEL VALLE, S.A. REPRESENTADO POR CUENTAS T MOSTRANDO LOS BALANCES DE LAS CUENTAS AL FINAL DE MARZO DE 19\_\_

<u>Efectivo</u>		<u>Ctas. por Cobrar.</u>	
A 15,200.00	2,100.00 C	A 24,000.00	8,000.00 B
B 8,000.00	800.00 F	H 5,000.00	
E 15,000.00	3,000.00 I	K 2,500.00	
G 2,000.00	7,000.00 L	✓ 31,500.00	8,000.00
✓ 26,700.00	12,900.00		23,500.00
	13,800.00	23,500.00	
13,800.00			
<u>Terrenos</u>		<u>Edificaciones.</u>	
A 100,000.00		A 20,000.00	
		D 6,000.00	
			26,000.00
		26,000.00	
		<u>Ctas. por Pagar.</u>	
		C 2,100.00	14,100.00 A
		I 3,000.00	6,000.00 B
			900.00
		✓ 5,100.00	21,000.00 ✓
		15,900.00	
			15,900.00

Capital Social		Ganancias Retenidas	
	75,000.00 A		70,100.00 A

Pérdidas y Ganancias			
F	800.00	1,500.00	E
J	900.00	2,000.00	G
L	700.00	5,000.00	H
		2,500.00	K
	3,700.00	11,000.00	
	2,300.00		
		2,300.00	

### BALANCE DE CUENTAS

La tabla 1-3 muestra el libro Mayor en cuentas T después que se han sumarizado los asientos y que se han cerrado los balances cada cuenta. Notese el modo como esto es mostrado en una cuenta, tomemos como ejemplo la cuenta del efectivo. La suma de debes (cargos) es de \$26,700.00; y la suma de haberes (créditos) es de \$12,900.00; estos totales fueron escritos con números pequeños. (pequeños)

La diferencia fué determinada como sigue:

$$\$26,700.00 - \$12,900.00 = \$13,800.00$$

Esta diferencia, claro es el balance (balance deudor) de la cuenta y como consecuencia es mostrado en el lado del debe abajo de la raya horizontal. Si la misma cantidad \$13,800.00 es también mostrada en el lado del haber, arriba de la línea, entonces la suma de todos los créditos arriba de la línea será igual a la suma de todos los cargos arriba de la línea. Por lo tanto, todos los asientos arriba de la línea pueden ser ignorados en cálculos subsecuentes del balance de la cuenta. Notese que esta práctica es congruente con las reglas para cargar y acreditar una cuenta; en efecto un asiento balanceado es hecho en la cuenta con este procedimiento de sumarización.

Es conveniente hacer notar que las cuentas se llevan dentro del "Sistema contable Actual" es decir que los ingresos se muestran dentro del periodo contable en el que se ganan aunque no se hayan recibido durante ese periodo, los gastos se muestran en el periodo contable donde se aplicaron aunque no se hayan pagado durante ese periodo.

BALANZA DE COMPROBACION. Para cada transacción asentada en el Libro Mayor de la compañía (Tabla 1-3) los cargos igualan los creditos. Por lo tanto el total de los balances en el debe, deben ser iguales al total de los balances en el haber.

La tabla 1-4 muestra el enlistado de los balances de las cuentas y los totales del debe y el haber. Tal enlistado llamado balanza de comprobación es tomado al final de cada periodo contable.

TABLA 1-4

CIA. MAQUINARIA DEL VALLE, S. A.

BALANZA DE COMPROBACION AL 31 DE MARZO DE 19\_\_

CUENTA	DEBE	HABER
-Efectivo.....	\$ 13,800.00	
-Cuentas por Cobrar.....	23,500.00	\$
-Terrenos.....	100,000.00	
-Edificaciones.....	26,000.00	
-Cuentas por pagar.....		\$ 15,900.00
-Capital Social.....		75,000.00
-Ganancias Retenidas.....		70,100.00
-Pérdidas y Ganancias.....		23,100.00
TOTALES	\$ 163,300.00	\$ 163,300.00

Esto sirve para dos propositos. Uno es para proporcionar un chequeo parcial de cualquier error numérico en los libros El otro es para proporcionar un sumario de las cantidades en el libro mayor, tal sumario da una gran parte de la información necesaria para la preparación del balance final del periodo y para el estado de pérdidas y ganancias (usualmente llamado estado de resultados).

Aunque la balanza de comprobación es un chequeo de los errores numéricos, hay errores que no se pueden detectar por medio de la balanza de comprobación. Por ejemplo el omitir por completo una transacción, el hacer un asiento en una cuenta equivocada, o el mismo error numérico puede asentarse en el debe y en el haber.

DETERMINACION DEL ESTADO DE PERDIDAS Y GANANCIAS PARA EL PERIODO. La cuenta de Pérdidas y Ganancias tiene un balance en el haber de \$2,300.00 Esto muestra una ganancia en el mes de Marzo de \$2,300.00 y un incremento neto en el Capital de la misma cantidad durante el mes de Marzo.

Es facil visualizar en este ejemplo la forma en que se obtuvo contablemente la ganancia durante el mes de Marzo. Ya que solo fueron siete asientos. Pero esto no hubiera sido práctico si en lugar de siete asientos hubieran sido, digamos setecientos. A todas luces se ve que es necesario hacer una clasificación de los gastos y de los ingresos y asentar los cambios del capital en el Libro Mayor de acuerdo a esta clasificación. Algunas cuentas de ingresos y gastos se ilustran al final de este ejemplo en el catálogo de cuentas.

Se debe hacer una observación respecto a la cantidad de la ganancia obtenida de \$2,300.00. Nuestras cuentas no han tomado en cuenta el factor de las edificaciones (el cobertizo) de la Cía. Maquinaria del Valle, S.A., tienen una vida limitada. Alguna parte pequeña de los \$26,000.00 que costo este activo fijo deberá ser cargada como un gasto del mes de Marzo de 19\_\_\_. Tal cargo reducira la ganancia de los \$2,300.00. Este importante tema sobre el tratamiento contable de la depreciación de activo fijo se tratará en la 2a. parte del curso.

PREPARACION DEL LIBRO MAYOR PARA EL COMIENZO DEL PROXIMO PERIODO CONTABLE. En este ejemplo tan simple en el cual todos los cambios en el Capital han sido asentados en una cuenta, solo un asiento es necesario para preparar las cuentas para comenzar Abril. Este asiento es para transferir el balance de la cuenta "Pérdidas y Ganancias" a la cuenta de "Ganancias Retenidas". Para transferir el balance tenemos que cargar \$2,300.00 a la cuenta de "Pérdidas y Ganancias" y acreditar la misma cantidad a la cuenta "Ganancias Retenidas". Identificando este asiento con una M las dos cuentas afectadas aparecen como sigue:

Pérdidas y Ganancias		Ganancias Retenidas.	
F 300.00	1,500.00 E	70,100.00	A
J 900.00	2,000.00 G	2,300.00	M
L 7,000.00	5,000.00 H	72,400.00	
	2,500.00 L		
2,300.00			72,400.00
M 2,300.00	2,300.00		

La cantidad neta de la cuenta temporal del Capital llamado "Pérdidas y Ganancias" ha sido transferido a la cuenta permanente del Capital llamada "Ganancias Retenidas"

PREPARACION DEL BALANCE GENERAL DE LA TERMINACION DEL PERIODO. La Tabla 1-5 Es el balance general de la Cía. Maquinaria del Valle, S.A., mostrando la condición del negocio al final

del mes de Marzo. Toda la información presentada en este balance se ha obtenido de la balanza de comprobación la cantidad que aparece en la cuenta "Ganancias Retenidas" incluye la ganancia neta de Marzo.

TABLA 1 - 5

CIA. MAQUINARIA DEL VALLE, S.A.

BALANCE GENERAL AL 31 DE MARZO DE 19\_\_

ACTIVO		PASIVO Y CAPITAL	
Activo Circulante		Pasivo	
-Efectivo. . . . .	.\$ 13,800.00	-Ctas. x pagar. . . . .	.\$ 15,900.00
-Ctas. x cobrar. . . . .	<u>23,500.00</u>		
	\$ 37,300.00		
Activo Fijo		Capital	
-Terrenos. . . . .	.\$100,000.00	-Cap. Social	\$75,000.00
-Edificaciones. . . . .	<u>26,000.00</u>	-Gan. Reten.	<u>72,400.00</u>
	<u>126,000.00</u>		<u>147,400.00</u>
TOTAL	\$ 163,000.00	TOTAL	\$163,000.00

En este balance los activos han sido subdivididos en dos clases en general, activos fijos y activos circulantes, los activos circulantes consisten del efectivo, de las cuentas, por cobrar y de otros activos que pueden convertirse en efectivo dentro de un tiempo relativamente corto. Los activos-fijos son en general propiedades que permanecen un tiempo relativamente largo en poder del negocio.

CATALOGO DE CUENTAS

OBRAS

A C T I V O

CIRCULANTE

101.- C A J A

102.- B A N C O S

107.- RETENCION DE ESTIMACIONES DEL CLIENTE

109.- PREESTIMACION DE AVANCE DE OBRA

(Análisis por conceptos del Contrato)

113.- SUB-CONTRATISTAS

114.- EMPLEADOS

115.- DEUDORES Y ACREEDORES

117.- A L M A C E N

    Materiales

    Refacciones

    Papelería y Artículos de Oficina

    Resguardo-Consumo

301.- GASTOS DE ORGANIZACION E INSTALACION

304.- INVERSIONES Y GASTOS AMORTIZABLES

    01.- Herramientas

    02.- Instrumentos de Ingeniería

    03.- Equipo de Radio-Comunicación

    04.- Instrumental Médico

    05.- Equipo de Campamento

    06.- Cimbras

    07.- Diversos

305.- OTROS GASTOS POR AMORTIZAR

P A S I V O

402.- PROVEEDORES

403.- SALARIOS POR PAGAR

404.- SALARIOS DEVENGADOS NO COBRADOS

405.- PROVISION PARA IMPUESTOS

- 01.- Secretaría del Patrimonio Nacional
- 02.- Ingresos Mercantiles Federal
- 03.- Productos del Trabajo
- 04.- 1% para la Enseñanza
- 05.- Seguro Social
- 06.- Ingresos Mercantiles Estatal
- 07.- Obras de Beneficio Regional
- 08.- Varios.

C A P I T A L

500.- OFICINA MATRIZ

- 01.- Remesas en Efectivo
- 02.- Refacciones y Materiales
- 03.- Rentas de Activo Fijo
- 04.- Diversos
- 05.- Estimaciones

508.- PERDIDAS Y GANANCIAS

I N G R E S O S

701.- INGRESOS EXENTOS POR ESTIMACIONES

702.- INGRESOS GRAVADOS POR ESTIMACIONES

703.- INGRESOS EXENTOS POR OBRAS EN ADMINISTRACION

704.- INGRESOS GRAVADOS POR OBRAS EN ADMINISTRACION

705.- OTROS INGRESOS

E G R E S O S

801.- COSTO DE OBRA

(Según Catálogo)

802.- GASTOS GENERALES

(Catálogo anexo)

804.- OTROS GASTOS

MANUAL DEL CATALOGO DE CUENTAS

PARA (

O B R A S

101.- C A J A

SE CARGA:

- 1.- Por la dotación provista para el fondo fijo de Caja.
- 2.- Por incrementos a la dotación.

SE ABONA:

- 1.- Cuando desaparezca el fondo fijo de Caja, mediante la restitución del citado fondo, por parte de la persona encargada de éste.

S A L D O:

Siempre será el mismo (importe de la dotación más los incrementos): estará formado por efectivo y comprobantes de gastos menores, debidamente autorizados por las personas indicadas.

102.- BANCOS

SE CARGA:

- 1.- Por los depósitos bancarios efectuados generalmente por los siguientes conceptos:
  - a) Remesas de Oficina Matriz
  - b) Anticipos de Clientes
  - c) Cobro de Estimaciones
  - d) Cobros por Obras en Administración
  - e) Cobro de Títulos de Crédito
  - f) Venta de Equipo, Refacciones y Otros
  - g) Etc.
- 2.- Y en general, por los depósitos bancarios efectuados por cualquier otro concepto.

SE ABONA:

- 1.- Por los cheques expedidos por la obra, generalmente por los siguientes conceptos:
  - a) Pago por Sueldos y Rayas
  - b) Pagos a Proveedores
  - c) Pago de Impuestos y Cuotas
  - d) Compras al Contado
  - e) Reposiciones al Fondo Fijo
  - f) Remesas a Oficina Matriz
- 2.- Y en general, por los cargos efectuados por el banco, comisiones, cobranzas, etc.

SALDO:

De naturaleza deudora, representa la disponibilidad en bancos a favor de la empresa.

N O T A : Los pagos de clientes recibidos en las obras, deberán reportarse de inmediato a la oficina matriz y sólo deberán conservarse en la cuenta bancaria de la obra, las partidas que así lo autorice la Oficina Matriz.

107.- RETENCION DE ESTIMACIONES DEL CLIENTE

SE CARGA:

- 1.- Por el importe de las retenciones en estimaciones hechas por los clientes.

SE ABCONA:

- 1.- Por la recuperación de las retenciones sufridas.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa las retenciones de estimaciones, generalmente por atraso en el cumplimiento de los Contratos de obra.

NOTAS: Estas retenciones se conocerán directamente en la obra, al formular el cliente la estimación y determinar la retención por atraso o, por comunicación de la Oficina Matriz.

Debe tenerse cuidado de no duplicar el registro de estas retenciones.

El Superintendente de la obra es el responsable de acelerar la ejecución para lograr la devolución de la retención, ya que si no es así puede llegar a convertirse en una sanción definitiva.

109.- PRE-ESTIMACION DE AVANCE DE OBRA

SE CARGA:

- 1.- Por el importe del avance de obra a precio de venta según contrato, efectuado en la semana.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe de los trabajos a precio de venta aceptados por el cliente.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa (al precio de venta - pactado con el contrato) el importe del avance de obra - no aceptado aún por el cliente.

N O T A: En la obra se llevará administrativamente el análisis por cada concepto del contrato, para que en todo momento se conozca:

El total contratado  
El total ejecutado  
El total aceptado por el cliente  
La diferencia por ejecutar  
La diferencia no aceptada por el cliente.

113.- SUB-CONTRATISTAS

SE CARGA:

- 1.- Por anticipos o entregas a los sub-contratistas, a cuenta de trabajos.
- 2.- Por el importe de los artículos que se les proporcionen para el desarrollo de los trabajos sub-contratados.
- 3.- Por otros conceptos a cargo de sub-contratistas.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe de los recibos autorizados, por trabajos ejecutados.
- 2.- Por devoluciones de efectivo.
- 3.- Por devoluciones de artículos proporcionados para el desarrollo de los trabajos.

SALDO:

De acuerdo a su naturaleza, deudora o acreedora, representa el importe entregado a cuenta de trabajos o el saldo pendiente de pagar a los sub-contratistas.

NOTA: Las retenciones que la obra haga a los sub-contratistas en garantía de los trabajos ejecutados, se registrarán en la cuenta 115.- DEUDORES Y ACREEDORES.

114.- EMPLEADOS

SE CARGA:

- 1.- Por el importe de los préstamos concedidos a los empleados de la obra.

SE ABONA:

- 1.- Por los abonos efectuados por los empleados de la obra.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa analíticamente el total - de adeudos por préstamos a los empleados, pendientes de recuperar por la obra.

115.- DEUDORES Y ACREEDORES  
(Saldo Deudores)

SE CARGA:

- 1.- Por los adeudos de terceros para con la obra, no provenientes de las operaciones normales.
- 2.- Por las dotaciones entregadas a los empleados, para los siguientes conceptos:
  - a) Viáticos
  - b) Gastos de Representación.
  - c) Otros conceptos.

SE ABONA:

- 1.- Por los pagos de terceros a la obra.
- 2.- Por la comprobación de gastos u otros conceptos, por los empleados.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa el total de adeudos de terceras personas para con la obra y el importe de las entregas hechas a empleados y que están pendientes de comprobar.

117.- A L M A C E N

SE CARGA:

- 1.- Por las diversas refacciones, materiales y artículos recibidos de la Oficina Matriz o adquiridos en la obra.
- 2.- Por la devolución al Almacén de refacciones, materiales o artículos que no se utilizaron en la construcción.
- 3.- Por los artículos que se controlarán en \$1.00 (vales resguardo consumo).

SE ABONA:

- 1.- Por salidas de refacciones, materiales y artículos para su utilización en la ejecución de la obra.
- 2.- Por salida de refacciones, materiales y artículos enviados a otras obras o a la Oficina Matriz.
- 3.- Por devoluciones a Proveedores.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa la existencia física de materiales, artículos y refacciones, almacenados en la obra.

N O T A : Cuando se reciban artículos que de inmediato se utilizarán en la obra, se formulará la "Nota de Entrada y Salida Inmediata" y no se afectará el Kardex de Almacén por la entrada y por la salida de artículos.

301.- GASTOS DE ORGANIZACION E INSTALACION

SE CARGA:

- 1.- Por las inversiones en instalaciones para la obra, sujetos a amortización.
- 2.- Por los gastos de organización, hechos por la obra.

SE ABONA:

- 1.- Por la aplicación cuando se estime conveniente, de la AMORTI  
ZACION ACUMULADA.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa el importe de los gastos - de instalación y organización, hechos por la obra y que están pendientes de amortizarse.

N O T A: El criterio de amortización, que será fijo, se establecerá previamente en Oficina Matriz.

Algunas instalaciones se autorizan por el cliente, y son reembolsables, ¿éstas deberán formar parte del - costo?

304.- INVERSIONES Y GASTOS AMORTIZABLES

SE CARGA:

- 1.- Por todas aquellas inversiones y gastos efectuados por la obra, tales como herramientas, instrumentos de ingeniería equipo de radio-comunicación, instrumental médico, equipo de campamento, cimbras, diversos, etc., y cuya aplicación a resultados se hará en forma paulatina.

SE ABONA:

- 1.- Por la aplicación a resultados de las partes que se vayan amortizando.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa analíticamente el valor de las inversiones o gastos susceptibles de amortización, efectuados en la obra.

NOTA: El criterio de amortización, que será fijo para cada grupo de artículos, será establecido previamente en la oficina Matriz.

305.- OTROS GASTOS POR AMORTIZAR

SE CARGA:

- 1.- Por todos aquellos gastos anticipados efectuados por la obra y cuya aplicación a resultados se hará en forma paulatina, - tales como rentas, seguros, etc.

SE ABONA:

- 1.- Por la aplicación a resultados de las partes que se vayan - devengando.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa el importe pagado a cambio de servicios futuros.

402.- PROVEEDORES LOCALES

SE CARGA:

- 1.- Por los pagos a Proveedores.
- 2.- Por los anticipos a Proveedores.

SE ABONA:

- 1.- Por las compras a crédito a Proveedores locales.
- 2.- Se abona en rojo por devoluciones de artículos que no obedecen a las características señaladas, que son defectuosas o por cualquiera otra circunstancia.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa los adeudos a cargo de la obra por concepto de compras a crédito, únicamente a proveedores locales.

NOTA: Los anticipos a proveedores se registrarán en esta cuenta y sólo se reclasificarán en hoja de trabajo, para efectos de la información que mensualmente se envía a la Oficina Matriz.

115.- DEUDORES Y ACREEDORES  
(SALDOS ACREEDORES)

SE CARGA:

- 1.- Por el cumplimiento parcial o total de las obligaciones enumeradas en el renglón de abono.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe de las cuotas sindicales, retenidas a los empleados.
- 2.- Por el importe de la participación de los trabajadores en las utilidades de la empresa.
- 3.- Por retenciones a sub-contratistas en garantía de trabajos desarrollados.
- 4.- Por los adeudos de la obra para con terceros, no provenientes de operaciones normales, Etc.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa las obligaciones de la obra, por operaciones que no son el objeto principal de la misma.

409.- SALARIOS POR PAGAR

SE CARGA:

- 1.- Por la justificación del Cajero, del importe recibido para el pago de salarios al personal de la obra.

SE ABCNA:

- 1.- Por el importe de salarios devengados por el personal de la obra.

S A L D O:

Esta cuenta generalmente estará saldada; su saldo, en caso de tenerlo, será siempre acreedor y representa el importe de los salarios devengados por el personal de la obra y cuyo importe no ha sido pagado, o en su caso, justificado por el Cajero.

404.- SALARIOS DEVENGADOS NO COBRADOS

SE CARGA:

- 1.- Cuando se paguen a los empleados de la obra los salarios devengados, que no hayan cobrado en su oportunidad.
- 2.- Por los salarios devengados no cobrados, que se apliquen a los ádeudos de los empleados para con la empresa.

SE ABONA:

- 1.- Por los salarios devengados no cobrados en su oportunidad por los empleados de la obra.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa el importe a favor de los empleados de la obra, por concepto de salarios no cobrados oportunamente.

NOTA: El contador llevará un minutarario especial en el que guarde copias de las pólizas de ingreso a bancos por este concepto.

En el reverso de estas pólizas se listarán las personas que no cobraron, con objeto de que cuando se presenten a hacerlo el contador anote la fecha de pago a la altura del nombre, para cancelar administrativamente el adeudo.

La suma de los importes no cancelados será igual al que aparezca en los registros contables, sirviendo de base para las cancelaciones.



405.- PROVISION PARA IMPUESTOS.

SE CARGA:

- 1.- Por los enteros a las diferentes dependencias oficiales por concepto de: Impuesto Sobre la Renta, Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles Federal y Estatal, Impuesto Sobre Productos del Trabajo, 1% para la Enseñanza, cuotas al Seguro Social, Obras de Beneficio Regional, Etc.

SE ABONA:

- 1.- Por las diferentes provisiones a cargo de la obra, o retenciones a los trabajadores por concepto de Impuesto sobre la Renta, Impuesto Federal y Estatal Sobre Ingresos Mercantiles, - Impuesto Sobre Productos del Trabajo, 1% Patronal, cuotas obrero-patronales al Seguro Social, Obras de Beneficio Regional, etc.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa la provisión para cumplir con las obligaciones fiscales de la obra.

500.- OFICINA MATRIZ

SE CARGA:

- 1.- Por el total de cada una de las Estimaciones aceptadas por el cliente.
- 2.- Por la devolución a Oficina Matriz de:
  - a) Remesas en efectivo
  - b) Materiales
  - c) Refacciones y Herramientas
  - d) Varios.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe de los materiales, refacciones y herramientas remesas en efectivo, etc., recibidos de la Oficina Matriz.
- 2.- Por los sueldos y rayas que pague la Oficina Matriz por cuenta de la obra.
- 3.- Por las rentas de maquinaria usada en la obra.
- 4.- Por los gastos que efectúe la Oficina Matriz por cuenta de - la Obra.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa el total de la inversión (excepto de maquinaria, mobiliario y equipo de oficina y e - quipo de transporte) que la Oficina Matriz tiene en la obra.

508.- PERDIDAS Y GANANCIAS

SE CARGA:

(Exclusivamente en Papeles de Trabajo).

- 1.- Por el traspaso de las cuentas deudoras de resultados, como:
  - a) Costo de Obras
  - b) Gastos Generales
  - c) Otros Gastos

SE ABONA:

(Exclusivamente en Papeles de Trabajo).

- 1.- Por el traspaso de las cuentas acreedoras de resultados como:
  - a) Ingresos exentos por Estimaciones
  - b) Ingresos Gravados por Estimaciones
  - c) Ingresos Exentos por Obras en Administración
  - d) Ingresos Gravados por Obras en Administración
  - e) Otros Ingresos.

S A L D O:

(Para efectos de presentación en Estados Financieros mensuales)

De acuerdo a su naturaleza deudora o acreedora, representa la utilidad o pérdida del ejercicio.

NOTA: Esta cuenta no se afectará en la obra y sólo se incluye en el catálogo de cuentas para tomarla en consideración al formular los estados financieros que mensualmente deben enviarse a la Oficina Matriz.

C A T A L O G O

802.- GASTOS GENERALES

- 01.- Sueldos Técnicos
- 02.- Sueldos Administrativos
- 03.- Gratificaciones
- 04.- Previsión Social
- 05.- 1% Para la Enseñanza
- 06.- Gastos de Viaje
- 07.- Gastos de Representación
- 08.- Pasajes y Autos de Alquiler
- 09.- Combustibles y Lubricantes
- 10.- Arrendamiento de Inmuebles
- 11.- Papelería y Artículos de Oficina
- 12.- Cuotas y Suscripciones
- 13.- Servicios Profesionales
- 14.- Fotostáticas, Heliográficas y Fotografía
- 15.- Depreciación de Bienes Muebles
- 16.- Conservación, Mantenimiento y Reparación de Mobiliario y Equipo de Oficina.
- 17.- Indemnizaciones
- 18.- Fletes y Acarreos
- 19.- Multas y Recargos
- 20.- Varios
- 21.- Amortización de Gastos de Organización e Instalación.
- 22.-
- 23.- Convenciones y Atención a Visitas.
- 24.- Correos, Telégrafos, Teléfonos
- 25.- Donativos
- 26.-
- 27.- Gastos Legales
- 28.-
- 29.- Luz y Fuerza
- 30.- Impuesto sobre Ingresos Mercantiles

- 31.- Honorarios Profesionales (Externos)
- 32.- Seguros y Fianzas
- 33.- Otros impuestos, Derechos y Contribuciones
- 34.- Obsequios y Atenciones
- 35.- Artículos de Aseo y Limpieza.

701.- INGRESOS EXENTOS POR ESTIMACIONES

SE CARGA:

El cargo no se opera contablemente, sino que sólo en papeles de trabajo se traspasa a la cuenta 508.- PERDIDAS Y GANANCIAS para determinar la pérdida o utilidad mensual e incluir la en los estados financieros que mensualmente deben enviarse a la Oficina Matriz.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe semanal del avance de obra exento de Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles, ejecutado en la obra.
- 2.- Por el importe de las estimaciones aditivas aceptadas por el cliente de la obra.
- 3.- En rojo, por el importe de las estimaciones deductivas hechas por el cliente de la obra.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa el total de obra ejecutada a precio de venta según contrato y exenta por el Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles.

NOTA: Al finalizar el ejercicio, el saldo de esta cuenta se traspasa a la cuenta 500.- OFICINA MATRIZ. Este traspaso sí se hace contablemente.

702.- INGRESOS GRAVADOS POR ESTIMACIONES

SE CARGA:

El cargo no se opera contablemente, sino que sólo en papeles de trabajo se traspasa a la cuenta 508.- PERDIDAS Y GANANCIAS para determinar la pérdida o utilidad mensual e incluir la en los estados financieros que mensualmente deben enviarse a la Oficina Matriz.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe semanal del avance de obra gravado por Impuesto sobre Ingresos Mercantiles.
- 2.- Por el importe de las estimaciones aditivas aceptadas por el cliente de la obra.
- 3.- En rojo, por el importe de las estimaciones deductivas, hechas por el cliente de la obra.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa el total de obra ejecutada a precio de venta, según contrato y gravada por el Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles.

N O T A: Al finalizar el ejercicio, el saldo de esta cuenta se traspasa contablemente a la cuenta 500.- OFICINA MATRIZ.

703.- INGRESOS EXENTOS POR OBRAS EN  
ADMINISTRACION

SE CARGA:

El cargo no se opera contablemente, sino que sólo en papeles de Trabajo se traspasa a la cuenta 508.- PERDIDAS Y GANANCIAS para determinar la pérdida o utilidad mensual e incluir la en los estados financieros que mensualmente deben enviarse a la Oficina Matriz.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe de los recibos de honorarios expedidos por la empresa, por concepto del avance de la obra exenta para efectos del Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles.
- 2.- Se abonan en rojo por el importe de las deducciones que haga el cliente a los recibos por honorarios aceptados.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa los ingresos exentos del Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles, originados en la ejecución de obras en administración.

N O T A: Al finalizar el ejercicio, el saldo de esta cuenta se traspasa contablemente a la cuenta 500.- OFICINA MATRIZ.

704.- INGRESOS GRAVADOS POR OBRAS  
EN ADMINISTRACION

SE CARGA:

El cargo no se opera contablemente, sino que sólo en papeles de trabajo se traspasa a la cuenta 508.- PERDIDAS Y GANANCIAS para determinar la pérdida o utilidad mensual e incluir la en los estados financieros que mensualmente deben enviarse a la Oficina Matriz.

SE ABONA:

- 1.- Por el importe de los recibos de honorarios expedidos por la empresa, por concepto del avance de la obra gravada para efectos del Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles.
- 2.- Se abona en rojo por el importe de las deducciones que haga el cliente a los recibos por honorarios aceptados.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa los ingresos gravados por el Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles, originados en la ejecución de obras en administración.

N O T A: Al finalizar el ejercicio, el saldo de esta cuenta se traspasa contablemente a la cuenta 500.- OFICINA MATRIZ.

705.- OTROS INGRESOS

SE CARGA:

El cargo no se opera contablemente, sino que sólo en papeles de trabajo se traspasa a la cuenta 503.- PERDIDAS Y GANANCIAS para determinar la pérdida o utilidad mensual e incluir la en los estados financieros que mensualmente deben enviarse a la Oficina Matriz.

SE ABONA:

- 1.- Por la percepción de ingresos que no sean el objeto principal de la obra.

S A L D O:

De naturaleza acreedora, representa los ingresos por operaciones no propias de la Obra.

N O T A: Al finalizar elejercicio, el saldo de esta cuenta se traspasa contablemente a la cuenta 500.- OFICINA MATRIZ.

301.- COSTO DE OBRAS

SE CARGA:

- 1.- Por todos los costos en que se incurra, tales como, mano de Obra, materiales, rentas de maquinaria, etc., los que no - aplicarán según el catálogo de costos formulado en la - obra.

SE ABONA:

El abono no se opera contablemente, sino que sólo en papeles de trabajo se traspasa a la cuenta 509.- PERDIDAS Y GANANCIAS, para determinar la pérdida o utilidad mensual e incluirla en los estados financieros que mensualmente deben - enviarse a la Oficina Matriz.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa el costo de la obra, incurrido durante el ejercicio.

N O T A: Al finalizar el ejercicio, el saldo de esta cuenta, se traspasa contablemente a la cuenta 500.- - OFICINA MATRIZ.

802.- GASTOS GENERALES

SE CARGA:

- 1.- Por los gastos de la obra especificados en el anexo respectivo.

SE ABONA:

El abono no se opera contablemente, sino que sólo en papeles de trabajo se traspasa a la cuenta 508.- PERDIDAS Y GANANCIAS para determinar la pérdida o utilidad mensual e incluirla en los estados financieros que mensualmente deben enviarse a la Oficina Matriz.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa el total de gastos efectuados por la obra durante el ejercicio.

N O T A: Al finalizar el ejercicio, el saldo de esta cuenta se traspasa contablemente a la cuenta 500.- OFICINA MATRIZ.

804.- OTROS GASTOS

SE CARGA:

- 1.- Por otros gastos no propios de la obra

SE ABONA:

El abono no se opera contablemente, sino que sólo en pape-  
los de trabajo se traspasa a la cuenta 503.- PERDIDAS Y GA  
NANCIAS para determinar la pérdida o utilidad mensual e in  
cluirla en los estados financieros que mensualmente deben-  
enviarse a la Oficina Matriz.

S A L D O:

De naturaleza deudora, representa los gastos por operacio-  
nes no propias de la obra, efectuados durante el ejercicio.

N O T A: Al finalizar el ejercicio, el saldo de esta cuenta  
se traspasa contablemente a la cuenta 500.- OFICI-  
NA MATRIZ.

## ESTADOS FINANCIEROS

Para considerarse totalmente informado de la posición de una empresa, es necesario entender los estados financieros y la información que contienen.

Una persona llega a dominar las habilidades financieras fundamentales y tomar decisiones políticas importantes con acierto si:

- Conoce el significado de cada renglón del activo y pasivo en su balance y el de los renglones principales de su estado de pérdidas y ganancias.
- Se familiariza con el análisis de relaciones de sus estados financieros, de manera que pueda conocer la posición de su empresa y obtener conclusiones acertadas al comparar los resultados de la misma con los de la industria en general a la que pertenece.

RENGLONES DEL ESTADO FINANCIERO.- Es conveniente recalcar y resumir los conceptos que integran el balance; aunque ya se analizaran anteriormente, a continuación se hace un enlistado de los mismos con aclaraciones convenientes:

Los activos se dividen en cuatro categorías que son:

-Activo Circulante.- Consiste en el efectivo, mercancías (almacén), cuentas por cobrar, cargos diferidos, etc., o sea lo que la empresa puede convertir en efectivo cuando le sea necesario.

-Activo Fijo.- Está constituido por inversiones permanentes, como edificios, terrenos, mobiliario, maquinaria, etc., que la empresa utiliza para cumplir sus funciones y no para especular. El activo fijo, además está sujeto a ajuste periódico, ya que sufre cargos por depreciación y amortización.

-Activo Intangible.- La característica que lo distingue es la dificultad en atribuirle un valor exacto. Dentro de esta categoría caen los gastos de organización, patentes, franquicias, etc., este activo no debe ser tocado para pagar deudas de la empresa en operación, salvo para librarse de problemas temporales.

-Activos Diversos.- Si el activo es tangible y no se pretende convertirlo en efectivo para la operación normal del negocio, cae en esta categoría, en este renglón caen los rescates en efectivo de seguros, inversiones en empresas subsidiarias, deudas de funcionarios y cargos diferidos.

-Pasivo Circulante.- Son aquellas obligaciones que vencen dentro de un año a partir de la fecha de cierre del estado financiero.

-Pasivo a Largo Plazo.- Son aquellas obligaciones que se vencen después del año de la fecha de cierre del estado financiero.

-Capital Neto.- es la diferencia entre el total de activos tangibles y la deuda total.

-Capital de trabajo.- Es la diferencia entre el activo circulante y el pasivo circulante.

INTERPRETACION DE ESTADOS FINANCIEROS.- La interpretación de un estado financiero será cuestión de emitir una opinión a través del enjuiciamiento cuidadoso de los resultados sometidos; sin embargo, para poder formarse ese juicio será necesaria una comparación que dependa de los objetivos perseguidos, esto es, de las metas perseguidas por los objetivos generales de la empresa.

Las diferentes comparaciones que es posible definir son:

a) Con estudios financieros semejantes de periodos anteriores, si lo que interesa es analizar la evolución que ha tenido en el tiempo.

b) Con estados semejantes de otra empresa, si interesa analizar la situación competitiva en el mercado.

c) Con ciertos estándares establecidos, si la finalidad es juzgar la posición financiera respecto a normas generalmente aceptadas en la que se basan las modificaciones de carácter económico de la empresa.

Esto implica diferentes metodologías a seguir para poder obtener resultados satisfactorios de una interpretación. La primera consistirá en efectuar una serie de comparaciones en forma periódica, e ingerir conclusiones a partir de una serie cronológica de estados financieros.

El tercer método comúnmente usado en la comparación de los estados financieros, consistirá en medir relaciones entre diferentes rubros, que serán comparados contra valores dados por la experiencia y aceptados en el medio.

El segundo método no siempre será factible de operar, ya que en ocasiones contadas podrá disponerse de información pertinente a otra empresa al nivel que puede interesar para efectuar una comparación.

El instrumental con que se cuenta para llevar a cabo dichas comparaciones varía también con el método, así que el más comúnmente usado es el de los "Coeficientes Comparativos Derivados de Relaciones"

La comparación con coeficientes establecidos sirve para juzgar la actuación de la empresa en diversos campos de actividad en el mercado, independientemente de que otras empresas esten o no en precios de competencia.

La empresa en cuestión deberá tener dichos coeficientes suficientemente cercanos a los obtenidos mediante un análisis teórico para poder considerarse en situación competitiva dentro del sector. En caso de diferir de los coeficientes teóricos, habrá necesidad de analizar a qué se debe dicha discrepancia, y de ser posible, tomar medidas correctivas en ese sentido.

#### RELACIONES FINANCIERAS SECUNDARIAS

$$\text{Relacion Circulante} = \frac{\text{Activo Circulante}}{\text{Pasivo Circulante}}$$

Ofrece una imagen general de la suficiencia del capital de trabajo de una empresa para satisfacer sus obligaciones de pago cotidianas. Lo que nos indica, está condicionado por la calidad de los activos circulantes, así que esta relación comprueba cantidad y no calidad por lo que es necesario determinar la calidad del activo circulante, para que la relación no sea engañosa.

Al aumentar la relación circulante, se tendrá mayor liquidez y la empresa tendrá mayor posibilidad de satisfacer sus gastos cotidianos y enfrentarse a emergencias no previstas.

<u>Pasivo Circulante</u>	y	<u>Pasivo Total</u>
Capital Neto		Capital Neto.

La libertad de operación de toda empresa está condicionada por el interés relativo de los acreedores tengan en dicho negocio - en contraste con el de los propietarios de éste.

Una empresa con una relación de deudas a capital neto menor del promedio, denota un fuerte interés ó posición de propiedad y goza de libertad en cuanto a que los acreedores exigen sus créditos ó traten de imponer su voluntad en cuanto a decisiones administrativas de la empresa.

Si las relaciones son altas, la administración puede verse sometida a presiones de acreedores, que la priven de valiosas - iniciativas ó renovaciones.

#### ALMACEN

#### CAPITAL DE TRABAJO

Como se sabe, capital de trabajo es la diferencia entre - el activo circulante y el pasivo circulante, por lo que el capital de trabajo representa una protección que la empresa establece para el caso de posibles reducciones en el valor de sus activos circulares, la necesidad de adquirir activos fijos ó diversos.

El almacén es un elemento grande e importante en la composición del capital de trabajo; si por cualquier causa, el valor de las existencias se redujera, hay que tener previsto cómo afectaría esa reducción la posición del capital de trabajo.

La relación de existencias a capital de trabajo es la que permite esa medición.

#### ESTIMACIONES POR COBRAR CAPITAL DE TRABAJO

Se basa en el mismo principio de la relación de almacenes a capital de trabajo.

En estimaciones por cobrar sólo interesan aquellas creadas por la venta de productos ó servicios prestados por la Compañía. Esta relación es importante, pues una lentitud en los pagos a la empresa le puede ocasionar fuertes problemas, así que es importante considerarla.

#### PASIVO A LARGO PLAZO.

#### CAPITAL DE TRABAJO

El pasivo a largo plazo generalmente se utiliza para agregar nuevos fondos a un capital de trabajo insuficiente.

Esta relación nos indica si los prestamos a largo plazo - han sido usados para cumplir su propósito principal ó sea robustecer el capital de trabajo.

También nos indica la posibilidad de futuros financiamientos a largo plazo.

UTILIDAD NETA  
CAPITAL NETO.

Esta relación nos mide la utilidad sobre la inversión. - Esta relación es importante como un incentivo para los propietarios ya sean accionistas, socio, dueño individual y como medio para permitir el crecimiento de la compañía.

VOLUMEN DE OBRA.  
ACTIVO FIJO.

Esta relación mide la eficiencia con la cual la empresa - esté utilizando sus inversiones en terrenos, plantas, equipos, instalaciones, mobiliario, etc.

También nos indica si el volumen de obra es el adecuado.

Una buena relación de volumen de obra a activo fijo, refleja un buen uso de ese activo.

Una relación muy alta, indica que la empresa esta perdiendo su equipo y propiedades.

Una relación baja indica una mala inversión en activo fijo, teniendo como consecuencias fugas por depreciación y gastos fijos de ese equipo o instalaciones, empobrecimiento del capital de trabajo y presión de deudas.

VOLUMEN DE OBRA.  
CAPITAL DE TRABAJO.

Esta relación indica las demandas que pesan sobre el capital de trabajo para sostener un cierto volumen de obra. Un cierto volumen de obra requiere de cierto volumen de capital. Entre mayor sea esta relación mayor será la tensión en que la empresa se encontrará con sus obligaciones de pagos ya que si a la empresa le retrasan sus pagos, tendrá serios problemas para cumplir con sus compromisos.

RELACIONES CAUSALES.

Estas relaciones son la clave de los equilibrios financieros.

ACTIVO FIJO.  
CAPITAL NETO.

Esta relación mide la extensión con la cual el capital está invertido en activos no liquidados, permanentes y sujetos a depreciación; también indica la cantidad de capital, que queda disponible para ser invertido en otros activos.

Una inversión muy alta en activos fijos limita el activo circulante de una empresa, aumenta su posición de pasivo y puede disminuir utilidades debido a depreciaciones y costos fijos.

Esta relación indica si se tiene un activo fijo muy alto ó un capital neto bajo.

La relación se obtiene previa depreciación del activo fijo.

Es muy importante estudiar como se debe distribuir el capital, cuanto en activo fijo, cuanto en circulante y que parte debe reservarse para el futuro crecimiento de la empresa.

Un activo fijo excesivo afectará las siguientes relaciones, que tienen que ver con el capital de trabajo:

$$\text{Relación circulante} = \frac{\text{Activo Circulante}}{\text{Pasivo Circulante}}; \quad \frac{\text{Volúmen de obra}}{\text{Capital de trabajo}}$$

$$\frac{\text{Almacén}}{\text{Capital de trabajo}}; \quad \frac{\text{Estimaciones}}{\text{Capital de trabajo}}; \quad \frac{\text{Pasivo a largo plazo}}{\text{Capital de trabajo}} .-$$

Cuando el activo fijo es alto, la relación circulante disminuye y las otras relaciones aumentan.

La disminución del capital de trabajo coloca a la empresa también en una situación dudosa de crédito, por lo que los proveedores le pueden ocasionar pérdidas de tiempo productivo.

Una relación anormalmente baja, indica que el grueso del activo fijo de la empresa es alquilado, esta condición de arrendamiento puede ser ó no una condición favorable para la empresa en función de los cargos y convenios que se tengan.

Periodo de Cobro.-

El programa y perspectiva de crédito y cobranzas de una empresa, la competencia del gerente de crédito y la naturaleza de su estructura en estimaciones a plazos, ejercen una influencia directa sobre ventas, utilidades y necesidad de obtener préstamos.

La relación del periodo de cobro es muy útil para analizar las estimaciones por cobrar de una empresa.

La relación del periodo de cobro se calcula de la siguiente manera:

$$\text{-Calcular } \frac{\text{Estimaciones en el año}}{365 \text{ días}} = \text{Volúmen de obra/día.}$$

-Sumar todas las demás estimaciones por cobrar.

$$\text{-Periodo de cobro(días)} = \frac{\text{Estimaciones por cobrar (\$)}}{\text{Volúmen de obra por día (\$/día)}}$$

Esta relación mide la eficiencia interna de la empresa en cuanto a crédito y cobranzas; determina la cancelación de estimaciones por malas pagas, en el total de estimaciones por cobrar y mide la relación de las estimaciones por cobrar de la empresa con relación a los logros observados en la industria.

OBRA DEJOURADA.  
ALMACÉN.

Mientras mayor es el ritmo del movimiento del almacén - mayor será la actuación desarrollada por la gerencia en los campos de compra bien programada y equilibrada de control de inventarios.

Una baja relación de obras ejecutadas a almacenes señala la probabilidad de que algún material invendible este incluido en libros de las existencias y la posibilidad que llegue a resultar alguna pérdida por lo mismo.

La falta de previsión en la compra de materiales o la incapacidad de proveedores para surtirlos, puede transformar en interrupción de la producción o bajas tasas de rotación.

La baja de existencias a un nivel inadecuado para soste-  
ner el volúmen de obra es el resultado de otras causas más funda-  
mentales, como insuficiencia del capital invertido, suspensión de  
líneas de crédito debido a la disminución del capital de trabajo-  
etc.

El almacén también está sujeto a depreciación, ya sea  
por deterioro físico, baja en los precios de los materiales, -  
obsolescencia por nuevos productos, etc.

Una disminución del ritmo de rotación del almacén pue-  
de así mismo afectar la aptitud de la empresa para satisfacer -  
sus obligaciones normales, así como sus costos; particularmente-  
al incurrir en los costos de mantenimiento del lujo de unas exis-  
tencias excesivas, por perder los descuentos de compra, que - -  
podrían resultar de la disminución de flujo de efectivo.

Cuando es necesario pedir prestado para sostener las -  
existencias, inmediatamente se ve afectado el capital de trabajo  
y la utilidad.

Cuando se dan de baja existencias por obsoletas, tambie-  
n disminuirá el capital neto.

Cualquiera disminución en la utilidad, capital de traba-  
jo ó capital neto, originará cambios adversos en las relaciones -  
en que se incluyan a estos tres elementos principales.

VOLUMEN DE OBRA.  
CAPITAL NETO.

Esta relación generalmente conocida como relación comer-  
cial, mide hasta donde el volúmen de obra de una empresa está -  
apoyado en el capital invertido.

Una relación muy alta, refleja que la empresa se encuen-  
tra oprinida por deudas muy cuantiosas, y que la supervivencia de  
la misma depende de la continuación por largo tiempo de condicio-  
nes internas y externas optimas.

Lo contrario refleja que la empresa cuenta ó con recur-  
sos de capital en exceso u obras inadecuadas para sostener el ne-  
gocio.

Es necesario que exista un equilibrio entre esas dos -  
situaciones, así que la relación volúmen de obra a capital neto -  
mide el grado al cual la empresa ha alcanzado dicho equilibrio.

Sólo cierto volúmen de obra puede derivarse de cada peso de capital social y para ampliar el negocio la empresa tendrá las siguientes alternativas:

-Pedir prestado ó depender de la confianza ó pasividad de sus acreedores, pero sólo es un alivio y no una solución.

-Reducir el periodo de cobros, reducir el riesgo de existencias y aumentar su rotación.

-Vender su planta y equipo y readquirirla por arrendamiento con el fin de reforzar su capital de trabajo.

-Atraer nuevo capital social lo cual puede ocasionar debilitación del control administrativo.

-Aumentar el capital neto por medio de retención de utilidades.

-La relación comercial en exceso ó en defecto es una situación desfavorable y coloca a la empresa en una situación vulnerable.

UTILIDAD NETA.  
VOLUMEN DE OBRA.

Todas las empresas tienen como principal objetivo la obtención de utilidad.

Esta relación nos mide el éxito que una compañía ha tenido en alcanzar tal objetivo.

Este índice se obtiene dividiendo la utilidad neta anual una vez pagados los impuestos, entre el volúmen de obra anuales.

Sólo cuando la empresa obtiene utilidad al vender su mercancía ó servicios tiene razón de existir y tener la oportunidad de progresar.

Una empresa, que pierde en cada obra que efectúa, tiende a desaparecer.

Las utilidades que se conservan en el negocio robustecen el capital de trabajo, aumentan el capital neto y ayudan a restablecer el equilibrio en cualquier relación que pudiera ser deficitaria.

En una empresa mientras mayor sea el volúmen de obra, mayor será la posibilidad de incrementar sus utilidades sobre las mismas obras.

ACTIVOS DIVERSOS.  
CAPITAL NETO.

Antes de analizar la relación, recordemos que son activos diversos; este termino incluye todos aquellos activos que no son - ni circulante, ni fijos, ni intangibles.

Entre estos activos se encuentran los siguientes:

- Deudas de funcionarios ó empleados (préstamos ó anticipos.
- Inversiones ó prestamos a compañías subsidiarias ó afiliadas.
- Gastos anticipados y cargos diferidos.
- Inversiones en valores poco negociables.
- Estimaciones por cobrar a largo plazo.
- Valores de rescate, Etc...

Si se compromete una proporción exagerada del capital en activos diversos, se limita el capital de trabajo y el activo fijo productivo y se puede aumentar la posición de pasivo de la empresa y también una relación circulante muy deficiente.

Los activos diversos son muy vulnerables a cancelaciones ó rebajas en las cifras acentuadas en los libros contables, el dinero prestado a funcionarios muchas veces no se devuelve, otras veces los empleados se van y no pagan sus adeudos; así que el activo diverso está sujeto a disminuciones, lo cual afecta la utilidad neta así como a las relaciones que incluyen utilidades y utilidad neta.

Página	Línea	Descripción	Debe	Haber
8	26	El libro mayor está en balance		El libro mayor está balanceado
9	19	INCLUIR E. de recibo		por presentarse
10	CTA. T. FEBRERO	INCLUIR E. 2000.00		INCLUIR E. 7,000.00
10	CTA. T. Clasificación	INCLUIR E. 9000.00		INCLUIR E. 900.00
13	<del>RENTAS</del>			
11	CTA. T. Efectivo	INCLUIR E. 1500		INCLUIR E. 1500
12	CTA. T. Permisos y bases	INCLUIR E. 700.00		INCLUIR E. 7000.00

\* de pronto es tu poder

con esto finalizamos la primera Parte.

Pape: se adjunta un ego de planes del programa que elaboramos para Sanchez y Cia para ver como que le sea útil para sus SECCIONES

CUADRO DE INFORMACIÓN FEDERAL. Este cuadro de información mensual, es un informe mensual contable mensual y tiene por objeto presentar la situación financiera de una obra. Este cuadro se elabora para cada obra en proceso con el fin de que tanto el superintendente de la obra, así como la oficina matriz de la compañía constructora este al tanto de la situación financiera de la obra.

El ejemplo que a continuación presentamos es un ejemplo real y se hizo a raíz de la construcción de una casa habitación. Se escoge un ejemplo simple con el fin de ver la optimización del catálogo de cuentas antes descrito.

COMERCIALIZADORA MORMO, S. A.

63

COMO 26 - CA. SIC. MARTINEZ

CUADRO DE EFECTIVO AL

FIN 31 DE

- 1.- BALANZA DE COMPROMISOS
- 2.- BALANZO GENERAL
- 3.- ESTADO DE TERCEROS Y DEUDA
- 4.- PRESUMACION DE AVANCE DE COSTO
- 5.- DEUDAS Y ACREEDORES
- 6.- APLICACION
- 7.- INVERSIONES Y GASTOS ANTICIPADOS
- 8.- PROVEDORES
- 9.- OBLIGACIONES
- 10.- INVERSIONES Y GASTOS ANTICIPADOS
- 11.- COSTO DE OBRA
- 12.- GASTOS GENERALES

ESTADO DE INGRESOS Y GASTOS -

PERIODO DEL 10 al 30 de Septiembre de 1970

INGRESOS:	Ingresos brutas por estimaciones	\$ 2,919,197.90
MEJORES:	Costo de obra	45,169.89

UTILIDAD BRUTA: \$ 1,849,028.01

MEJORES:	Gastos Generales:	1,370,668.60
----------	-------------------	--------------

UTILIDAD NETA: \$ 478,359.41

Resumen General del 10 de Mayo al 30 de Septiembre de 1970

	Ingresos brutas por estimaciones:	\$ 2,919,197.90
--	-----------------------------------	-----------------

MEJORES:	Costo de obra:	45,169.89
----------	----------------	-----------

UTILIDAD BRUTA: \$ 1,873,028.01

MEJORES:	Gastos Generales:	571,195.24
----------	-------------------	------------

UTILIDAD NETA: \$ 1,301,832.77

Vo. Bo

CONTABILIZADO

PROVISIONAL DE ALIQUOTA DE CERRA: Al 30 de Septiembre de 1970.

ALABRIS DEL MES:

IMPORTE:

Saldos al 31 de Agosto de 1970.

\$ 330.273,32

Septiembre de 1970.

609.194,19

\$ 939.467,51

RENDOS:

Retenciones Prof.

\$ 59.516,51

SALDO TOTAL

\$ 879.951,00

V. O. E. O.

CONTABILIZADO:

Relación de Deudas y Acreencias al 30 de Septiembre de 1970

SUB-CUENTAS	DEBER	ACREER
1.- Debe Sueto:	202.70	179.00
2.- Acreencias en garantía		263.523
3.- Impuestos y cuotas por pagar		22.517
4.- Tarifas de obra	9,379.87	
5.- Varios	415.55	
TOTAL:	<u>10,073.62</u>	<u>465.040</u>

Vo. Es.

CONTABILIZADO

Informe General de Almacén al 30 de Septiembre de 1970

ALMACÉN:

Material -	\$6,272.76	
Herramientas -	1,719.77	<u>2,693.53</u>

<u>SUBTOTAL:</u>	<u>\$8,693.53</u>
------------------	-------------------

Vo Bo

CONTABILIZADO:

CINCIAS PÉTROLIOES ARLEZABLES al 30 de Sep. de 1970

VALS - CHEQUES

301-08 - OFICINAS

975,87

301-07 - ARTÍCULOS OFICINA

390,95

\$1,366,82

V.C. B.

CONTABILIED.

~~Proveedores~~

PROVEEDORES al 30 de septiembre de 1970.

	<u>MONEDAS</u>
1.- Cemento la Mixta S.A.	20,000.00
2.- Compras de contacto	700.00
3.- Distribuidora Vibia-Blocit, S.A.	2,686.77
4.- Ladillera de Texcoco, S.A.	1,193.29
5.- Pre-Concreto, S.A.	6,110.22
6.- Cementos Mexicanos, S.A.	1,902.28
7.- Fertilizante Balmis, S.A.	9,000.00
	<u>32,594.56</u>
	<u><u>32,594.56</u></u>

Yo Bo

CONABILITADO

Conciliación con la Oficina matriz al 30 de Sep. de 1970

1 - Saldo según puestros libros	(1) \$	3,200,000.00
2 - Cargos no abonos	"	
3 - Abonos no cargos	"	
4 - Cargos no abonos	"	
5 - Abonos no cargos	"	2,011,200.00
Saldo según estado de cuenta oficina matriz	\$	<u>5,211,200.00</u>

U) Pendiente contabilizar Oficina matriz.

NOTA - Si el saldo de puestros libros que aparece en el renglon 1 es deudor, se suman las partidas 3 y 5 y se restan las partidas 2 y 4 a dicho saldo.

Si el saldo de puestros libros que aparece en el renglon no. 1 es acreedor, se restan las partidas 3 y 5 y se suman las partidas 2 y 4 a dicho saldo.

Va. Bc.

CONTABILISTA

CORRECCION - C.A.H. DE MANTENIMIENTO

COSTO DE OBRA al 30 de Septiembre de 1970

SUB-CUENTAS

801-1 - ALBANERIA

801-1-6 - Impermeabilizaciones 152,80

801-1-7 MARCOS

801-1-7-2 Block 9,250

801-1-7-3 Tercia 1,130

801-1-10 - LAMBRILLOS

801-1-10-1 - Instalacion de granito 2,100

801-1-10-3 - Azulejo de color 1,000

801-1-11 PLISOS

801-1-11-1 - Firmes 152,70

801-1-11-2 - P. Terzo 4,351,80

801-1-12 Colocacion de hierro 20,000

801-1-17 RECOBRIMIENTOS

801-1-17-1 - Recubrimiento de aluminio 2,500

801-1-17-4 - Aplicado de mezcla 2,500

801-1-22 - Clavos 1,000

801-2 CONCRETO

801-2-1 - Dales, castillos y cerramientos 1,200

801-2-4 - Pu. losa 2,500

CONDO 26 - C.A.H. LILY MARTINE

70

SUB-CUENTA 3

MONUMENTO

801-3.- INSTALACION SANITARIA.-

D.P.2

801-3-1.- Inst. Hidráulica y Sanitaria

7,000.75

801-4.- INSTALACION ELECTRICAS.-

801-4-1.- Instalación eléctrica.

7,335.00

801-5.- VEREDAS.-

801-5-1.- Muros

180.00

801-5-2.- Plafones

180.00

801-5-3.- Talso plafón

4,250.00

801-6.- CARPINTERIA.-

801-6-1.- Puertas

2022.00

801-8.- CARPINTERIA.-

801-8-1 Vidrios

35,126.7

801-9.- PLASTERIA.-

801-9-1.- Ventanas

2080.00

801-9-2.- Esquina

1220.00

801-10.- CARPINTERIA.-

17,222.50

801-12.- DILATOS.-

801-12-1 Inst. de Gros Taque de aluminio.

3,000.00

SUMA :

\$ 75,164.89

Yo. Bo.

CONSTRUCCION

## GASTOS GENERALES al 30 de Septiembre de 1970

<u>SUB - CUENTAS:</u>	ACUMULADO POR MES
802-19.- FOTOSTÁTICAS, HELIOGRÁFICAS Y REPLICAS	1,013.85
802-30.- IMPRESOS Y SUER IMPRESOS HELIOGRÁFICAS	1,013.85
802-05.- 1% PARA LA ENSEÑANZA	77.72
802-11.- PAPELERÍA Y ARTÍCULOS DE OFICINA	736.55
802-08.- TRÁNSITOS Y AUTOS DE ALQUILER	522.00
802-34.- CHEQUES Y ATENCIONES	300.00
802-04.- SEGURO SOCIAL	62.50
802-01.- SUELDOS TÉCNICOS	700.21
802-03.- SUELDOS ADMINISTRATIVOS	1,177.41
TOTAL:	<u>7,138.55</u>

V.O. B.

CONTABILIZADO



## DEPRECIACION

El propósito de estas notas es presentar una exposición sencilla de la naturaleza de la depreciación e ilustrar los métodos más comunes de depreciación y los procesos contables.

¿Qué es depreciación? es un sistema de contabilidad cuyo propósito es distribuir el costo a los valores básicos de capital de los activos tangibles menos el valor de rescate (en caso de haberlo), sobre un período estimado de vida útil de la unidad (el cual puede ser un grupo de activos) de un modo sistemático y racional. Es un proceso de asignación, no de valuación. La depreciación para el año, es la porción del cargo total asignada al año a través de este sistema.

El término depreciación puede ser distinguido de otros términos con significados específicos usados por los contadores para describir procedimientos de asignación del costo de activos. A la depreciación le corresponde el cargo del costo de activos fijos hechos por el hombre a las diferentes operaciones (no le interesa la determinación del valor de los activos para el balance general).

La amortización se refiere a la asignación del costo de activos intangibles tales como patentes.

### Cálculo de Depreciaciones

El gasto de depreciación para un período de operaciones puede ser determinado a través de una gran variedad de medios, de los cua-

les todos satisfacen los requerimientos generales, de consistencia y rasocinio. La depreciación contable requiere la aplicación de juicio en cuatro áreas: (1) Determinación de el costo del activo depreciado (2) Estimación de la vida útil del activo (3) Estimación del valor de rescate al final de la vida útil estimada y (4) Selección del método de cálculo para determinar los cargos de depreciación periódicos.

1. Determinación del costo de Activos Fijos. El costo de un activo fijo comprado, es el precio pagado por el activo más la suma de todos los costos incidentales para adquirirlo, instalación y preparación para uso.

Los activos fijos pueden adquirirse por transacciones comerciales o bien ya sea manufacturándolos o construyéndolos uno mismo. El costo de activos manufacturados para uso del negocio generalmente incluyen materiales, mano de obra y gastos indirectos. Los activos adquiridos en transacciones comerciales son valuados al precio justo del mercado al tiempo de adquisición.

2. Estimación de la vida útil de activos fijos. La vida útil estimada de la mayoría de los activos fijos es expresada en términos de un período de tiempo de calendario. Por ejemplo unas bases de tiempo para determinar cargos de depreciación, es por lo general adecuado para activos tales como edificaciones. La vida útil de un activo puede ser expresada en unidades que no sean de tiempo. Por ejemplo, la vida del motor de un vehículo podría ser estimada como 100,000 kilómetros, mientras que la vida útil de

una unidad técnica altamente especializada puede ser estimadas con una producción de 200 000 unidades o como 5 000 horas de operación.

La vida estimada de un activo debe ser por un período en el cual le es útil al negocio. Por lo tanto, la estimación deberá tener en cuenta factores tales como el uso del activo, obsolescencia anticipada, por mantenimiento y políticas de reemplazo. El período de vida útil puede ser menor que la vida física total del activo. Por ejemplo, maquinaria con una vida física esperada de 10 años bajo condiciones normales de trabajo tendrá una vida útil para propósitos de depreciación de 6 años si la política de la compañía es comerciar o desechar tales activos después de seis años o si los avances tecnológicos son esperados que hagan la maquinaria obsoleta en seis años.

3. Estimación del valor de rescate de activos. Los valores de rescate de activos fijos representan un valor estimado de realización al final de la vida útil esperada. Este valor final puede ser esperado como venta de desperdicios de hierro, demolición o venta de contado o como venta a cambio dependiendo de las disposiciones de la compañía y de las políticas de reemplazo.

El costo depreciable es determinado restando el valor de rescate al costo del activo fijo. Este costo depreciable es la cantidad asignada a los períodos de operación que componen la vida útil del activo.

4. Selección del método de depreciación. Cualquier método de depreciación que resulta de un lógico y sistemático método de asig-

nación del costo de depreciación es aceptable para propósitos contables. Los procedimientos más comunmente usados son (1) el método directo o de la línea recta (2) el método de declinación de balances o (3) el método de la suma de los dígitos.

Método Directo. El método más sencillo del cálculo de depreciación es el método directo o de la línea recta. Para propósitos de ilustración supongamos una máquina con un costo de \$ 250,000.00 y un valor de rescate de \$ 25,000.00 al final de su vida útil, supuesta de 5 años. El gasto de depreciación para un año es calculado como sigue:

Costo de la Máquina	\$ 250,000.00
Menos: Valor estimado de rescate	25,000.00
	<hr/>
Costo de depreciación	\$ 225,000.00

$$\begin{aligned} \text{Factor en \% línea-recta} &= \frac{100 \% \text{ menos el valor estimado de rescate}}{\text{vida estimada en años}} \\ &= \frac{\$ 225,000.00}{5 \text{ años}} = \$ 45,000.00 \text{ por años} \end{aligned}$$

El método directo o de la línea recta es el más recurrido debido a su simplicidad. Hasta que los métodos acelerados fueron permitidos para el propósito de impuestos sobre la renta, este método era usado universalmente. Algunas observaciones se han hecho al método directo o de la línea recta debido a que se asignan cantidades iguales de depreciación a cada período de la vida útil. Cantidades idénticas son cargadas en el primer año de uso de una máquina nueva y eficiente así como en el quinto año cuando la má-

quina está desgastada y cerca del valor de rescate del mercado.

Depreciación acelerada. Los métodos de depreciación acelerada permiten cargas de depreciación mayores en los primeros años de la vida estimada y van disminuyendo los cargos en años posteriores. El método de declinación de balances o el método de la suma de los dígitos son los dos más conocidos.

Método de declinación de balances. La depreciación para cada año es calculada multiplicando el costo del activo menos la depreciación acumulada multiplicada por el doble del porcentaje lineal expresado como una fracción decimal.

Usando el ejemplo anterior (la máquina con un costo de \$ 250,000 y una vida útil estimada de 5 años) la depreciación es calculada como sigue:

$$\text{Factor en \% declinación balances} = \frac{200 \%}{\text{vida estimada en años}}$$

Para el primer año:

$$\$ 250\ 000 \times 0.40 = \$ 100,00$$

Para el segundo año:

$$(\$ 250\ 000 - \$ 100,000) \times .40 = \$ 60,000$$

Para el tercer año:

$$(\$ 250\ 000 - \$ 160\ 000) \times .40 = \$ 36,000$$

Para el cuarto año:

$$(\$ 250\ 000 - \$ 196\ 000) \times .40 = \$ 21,600$$

Para el quinto año:

$$(\$ 250\ 000 - \$ 217\ 600) \times .40 = \$ 12,960$$

Nótese que el valor de rescate no es usado directamente en estos cálculos, aunque el activo tiene un valor de rescate. Ya que el método de declinación de balances no depreciará el activo hasta un costo cero al final de la vida útil, el balance residual proporciona una cantidad para el valor de rescate. Comúnmente, sin embargo, la depreciación no es continuada más allá del punto donde el costo neto de depreciación iguala un valor razonable de valor de rescate.

Método de la suma de los dígitos. La depreciación para cada año es calculada multiplicando el costo depreciable del activo por la fracción obtenido de la suma de los dígitos. Por ejemplo para una vida útil de 5 años, la suma de los dígitos será  $1+2+3+4+5 = 15$  lo cual nos da el denominador, y el numerador para cada año sucesivo es el número de el año en un orden invertido. De nuevo usando el ejemplo ilustrado en el método directo y en el método de declinación de balances, la depreciación anual calculada por el método de la suma de dígitos será como sigue:

Para el primer año	$\$ 250\ 000 \times 5/15$	$= \$ 83,333$
Para el segundo año	$250\ 000 \times 4/15$	$= 66,666$
Para el tercer año	$250\ 000 \times 3/15$	$= 50,000$
Para el cuarto año	$250\ 000 \times 2/15$	$= 33,333$
Para el quinto año	$250\ 000 \times 1/15$	$= 16,666$
		<u><math>\\$249,998</math></u>

Los métodos de depreciación acelerada proporcionan mayores cargos de depreciación a las operaciones durante los primeros años de la vida del activo, cuando la condición nueva de los activos contribuyen

a una mayor capacidad de ganancias. Aunque, los gastos de mantenimiento y reparación tienden a aumentar en los últimos años de uso del activo y por lo tanto tiende a complementar la reducción de los cargos de depreciación y así igualando el costo total del uso de la máquina. Consecuentemente, se ve a todas luces que los métodos de depreciación acelerada concuerdan más propiamente con los ingresos y gastos que el método directo o de la línea recta.

Asientos contables para la depreciación. Sin importar el método escogido para el cálculo de depreciación, los asientos contables necesarios para registrar la depreciación aplicable a un período de operaciones son como se muestran en el siguiente ejemplo:

Consideramos la misma máquina de \$ 250.000 adquirida el primero de Enero de 1969. En esta fecha, hay un cargo de \$ 250,000.00 a la cuenta apropiada del activo, digamos Maquinaria. (Este cargo es balanceado por un crédito a la cuenta de Efectivo o Cuentas por Pagar) si un 20 % se va a depreciar usando el método directo (basado en una vida estimada de 5 años y con un valor de rescate de cero), el asiento de depreciación al final de cada año será como sigue:

Gastos de depreciación	\$ 50,000
Reservas para depreciación, maquinaria	\$ 50,000

El cargo por gasto de depreciación afecta el estado de ingresos; cada año este gasto es transferido al sumario de pérdidas y ganancias. En contraste, el crédito a la cuenta reservas afecta el ba

lance general al reducir la valuación puesta en los activos fijos de la empresa.

Considere el activo y las cuentas de reserva en febrero de 1972 después que los cargos por depreciación han sido hechos para 3 años:

Maquinaria	Reserva para Depreciación, Maquinaria
250,000	150,000

La diferencia entre la cantidad de cargo de \$ 250,000 y la cantidad de crédito de \$ 150,000 es un balance neto deudor de \$ 100,000. Esto es referido como "el valor de Libres" de la máquina; ésta es la valuación de la máquina que deberá usarse en el balance general preparado el 1° de Febrero de 1972. Obviamente, tal valor de libros no necesariamente tiene una relación ya sea con el valor del mercado de un activo fijo o con lo que puede valer para su propietario. Es meramente esa porción de el costo del activo fijo que no ha sido cargado todavía como un gasto de depreciación.

En el primero de Enero de 1974, después que los cargos de depreciación han sido hechos para los 5 años, el activo y las cuentas de reservas estarán como sigue:

Maquinaria	Reserva para Depreciación, Maquinaria
250,000	250000

Es evidente que en esta fecha nuestra maquinaria está completamente depreciada en libros. Si nuestra estimación de 5 años de vida útil es correcta y el valor de rescate es cero y por lo tanto el activo es retirado inmediatamente, el asiento de retiro será:

Reserva para depreciación, maquinaria	\$ 250 000
Maquinaria	\$ 250,000

Ahora supongamos que estimamos incorrectamente la vida útil del activo y que continua en servicio hasta que tiene 15 años. Obviamente, ningún cargo de depreciación será por este activo después del 1° de Enero de 1973.

Se deberá seguir mostrando en los libros como un activo completamente depreciado, con su costo original de \$ 250,000 incluido en la cuenta de maquinaria y una cantidad de \$ 250 000 incluida en la cuenta de reservas.

Si es retirada sin ningún valor de rescate el 1° de Enero de 1984, el asiento para mostrar el retiro sería el mismo que se hubiera hecho si la máquina hubiera sido retirada sin valor de rescate 10 años antes.

Un aspecto diferente del método directo puede ser ilustrado si consideramos un retiro del activo antes que éste haya alcanzado el final de su vida útil. Supongamos que la máquina es vendida en efectivo en \$ 100,000 el 1° de Enero de 1971. Ya que la máquina con un valor en libros de \$ 150,000 es vendida en \$ 100000 nuestras reglas contables nos requieren un registro para mostrar una disminución del capital. El asiento de retiro puede mostrarse como sigue:

Reserva por depreciación, maquinaria	\$ 100,000
Efectivo	100,000
Pérdidas por venta de activos fijos	50,000
Maquinaria	\$ 250,000

Aunque las reglas formales de contabilidad traten esta pérdida de \$ 50,000 como una disminución en capital en 1971, es evidente que estos \$ 50,000 no hubieran sido asignados al año de 1971 si la estimación inicial de la vida útil y el valor de rescate hubieran sido correctos. Una vida estimada de 2 años y un valor de rescate de \$ 100,000 hubieran causado un cargo por depreciación de \$ 75,000 por año. En un sentido, este gasto de depreciación de \$ 50,000 puede ser visto como un resultado por no haber cargado \$ 25,000 más a cada año como un gasto de depreciación por los 2 años desde 1969 a 1971.

Para examinar otro aspecto del método directo en contabilidad, empezamos con otra máquina adquirida el 1° de Febrero de 1969. A este activo se le ha estimado una vida útil de 5 años. Sin embargo, esta vez hemos supuesto un valor de rescate de \$ 50,000. El factor de depreciación es 16 % y el cargo por depreciación es \$ 40,000 al año. El 1° de Febrero de 1974, si el activo está aún en servicio, su valor en libros será igual al valor estimado de rescate y con las cuentas de maquinaria y reserva como sigue:

Maquinaria	Reserva por depreciación Maquinaria
250,000	\$ 200,000

El método directo es el más sencillo como ya se vió, sin embargo, se usó por su simplicidad para calcular los cargos de depreciación y así ilustrar mejor los asientos contables que eran el objeto de estos ejemplos.



## CURSOS DE CONTABILIDAD

### BIBLIOGRAFIA

- 1) Basic Accounting  
and Cost Accounting Grantand Bell  
Mc. Grow - Hill
- 2) Planeación y Controles  
Financieros. Ing. Raúl Quiroz Cuarón
- 3) Principios de Administración George R. Tewy  
C.E.C.S.A.
- 4) Harvard Business school  
Note on Financial Analysis Reporte ICH6F47
- 5) Practical Financial Statement  
Analysis Foulke  
Mc. Grow - Hill
- 6) The Financial Manager. Cohen and Robbins  
Horper and Row
- 7) Harvard Business school  
Note on Depreciation Reporte ICH10C105



## R E F E R E N C I A S

- Norman Barish "Economic Analysis"  
For Engineering & Managerial  
Decision Making. 1962
- Eugene L. Grant "Principles of Engineering  
W. Grant Ireson Economy". 1970
- R. Guerra Quiroga "Nuevos Métodos en el Análisis  
de Inversiones de Capital" 1972.
- J. L. Riggs "Economic Decision Models" 1968
- H. E. Schweyer "Analytic Models for Managerial  
and Engineering Economics" 1964.



## CURSO PARA SUPERVISORES Y RESIDENTES DE OBRA

### NOTAS SOBRE PRODUCCION DE CONCRETO DE CALIDAD ESPECIFICADA

ING. MANUEL MENA FERRER

#### ASPECTO GENERAL

En su aspecto general, la producción de concreto comprende trabajos tan diversos como son el estudio y la selección de los materiales componentes, la determinación de las proporciones en que deben combinarse estos para que el producto adquiriera las propiedades deseadas, la ejecución de todas las operaciones relativas a la fabricación, el transporte, la colocación y el curado del concreto y, finalmente, la realización de pruebas e interpretación de sus resultados para juzgar si el concreto producido fue de la calidad especificada.

En este proceso de producción, las etapas que de manera sucesiva se presentan y deben atenderse, son:

1. Conocimiento y aceptación de los requisitos especificados al concreto. Revisión crítica de especificaciones. Juicio respecto a su factibilidad técnica y económica.
2. Reconocimiento y estudio de las fuentes para abastecimiento de los materiales para el concreto. Estimación de potencialidad. Verificación de calidad.
3. Estudio comparativo del aprovechamiento y la aplicación de los materiales. Selección de los materiales más convenientes. Diseño de las mezclas de concreto.
4. Selección de los equipos para el tratamiento y manejo de los materiales, la dosificación, el mezclado, el transporte y la colocación del concreto. Asignación de medios para el curado.
5. Establecimiento de un sistema para controlar la calidad del producto. Inspección de procesos. Muestreos aleatorios. Supervisión del conjunto de operaciones. Interpretación de datos. Ajustes para regular la calidad del producto.

6. Verificación de la calidad del concreto en estructuras terminadas en casos de duda. Pruebas no destructivas.

### ESPECIFICACIONES

Las especificaciones de calidad del concreto tienden a seguir modelos establecidos, tanto en lo que se refiere a los requisitos exigibles a los materiales y al producto, como en cuanto a los procedimientos para verificarlos.

En lo que suelen existir las diferencias más significativas de un caso a otro es en lo relativo a equipos, cuyas características y capacidades deben estar siempre acordes con el tamaño y condiciones de cada obra en particular.

En la práctica local, se acostumbra hacer referencia a las normas nacionales DGN<sup>+</sup>, cuando estas existen y son aplicables. En su defecto, es frecuente referirse a especificaciones y métodos de prueba ASTM<sup>++</sup> y a las prácticas recomendadas por el ACI<sup>+++</sup>

Sin embargo, no basta usar buenas referencias para que una especificación sea justa y posea buen sentido. Al respecto, se pueden mencionar algunos casos tomados de la práctica.

#### Ejemplo 1

Especificación. En lo relativo a la calidad de una arena de río para una obra hidráulica, se especificó que "en la prueba de materia orgánica, realizada por el método ASTM C 40, la arena no deberá producir un color más oscuro que el estándar de referencia" (sic).

Juicio. Existen sustancias que no son perjudiciales al concreto y pueden producir color en esta prueba. En el caso de esta arena se produjo un color más oscuro que el estándar, debido a sustancias de esta naturaleza y, no existiendo otra arena disponible, se usó en esas condiciones, en contra de lo indicado en las especificaciones. De tal modo, la especificación debió complementarse diciendo: "a menos que se demuestre que el color sea producido por sustancias no perjudiciales al concreto".

+ Dirección General de Normas, Secretaría de Industria y Comercio

++ American Society for Testing and Materials

+++ American Concrete Institute

### Ejemplo 2

Especificación. Tratándose de una obra a realizar en el Distrito Federal, las especificaciones dicen que "la arena no deberá contener más de 5% de material más fino que la malla No. 200, determinado por el método ASTM C117" (sic).

Juicio. Resulta difícil encontrar en el D.F. una arena para concreto que cumpla con ese requisito. No siendo posible disponer de agua para eliminar el exceso de finos, seguramente se usará arena con más de 5%, y posiblemente sin ninguna limitación ya que la especificación ha demostrado ser inoperante. Hubiera sido preferible ser más tolerante en la especificación, usando tal vez un límite de aceptación de 10%, el cual resultaría factible de cumplir mediante una adecuada selección de las fuentes de abastecimiento de la arena.

### Ejemplo 3

Especificación. Al referirse a las resistencias que deben obtenerse en una obra donde se usará concreto premezclado, se especifica que "el promedio de cualesquiera tres resultados consecutivos deberá ser igual o mayor que la resistencia de proyecto del concreto,  $f'_c$ , y que ningún resultado individual de resistencia deberá ser menor del 90% de la de proyecto" (sic).

Juicio. Suponiendo una dispersión usual para concreto de esta índole, representada por un coeficiente de variación  $V = 15\%$ , existirán teóricamente 2 probabilidades en 100 de que no se cumpla la primera parte de lo especificado, en tanto que las probabilidades de incumplimiento de la segunda parte serán 3.5 veces en 100, aproximadamente. De tal modo, no existirá el mismo grado de dificultad para cumplir los dos requisitos especificados. El proveedor del concreto, para evitarse dificultades, seguramente optará por diseñar su mezcla de concreto en función del segundo requisito que es el más estricto. Si procediera al contrario, correría el riesgo de trabajar con un exceso de probabilidades de no cumplir especificaciones de resistencia.

### Ejemplo 4

Especificación. En una obra donde el Contratista deberá hacerse

cargo de suministrar el concreto y responsabilizarse de las resistencias, las especificaciones dicen: "La mezcla de concreto deberá diseñarse de manera que no más del 2% de las resistencias que se obtengan resulten inferiores a la resistencia de proyecto" (sic).

Juicio. Si el Contratista no está consciente del grado de dificultad de esta especificación antes de cotizar el concreto, puede recibir una sorpresa desagradable. Así, suponiendo que la resistencia de proyecto sea  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , la mezcla deberá diseñarse para las siguientes resistencias promedio, de acuerdo con la uniformidad de calidad que el propio Contratista pueda lograr:

si  $V = 15\%$ ,  $fcr = 285 \text{ kg/cm}^2$   
 si  $V = 20\%$ ,  $fcr = 335 \text{ kg/cm}^2$   
 si  $V = 25\%$ ,  $fcr = 400 \text{ kg/cm}^2$

Se observa que en el mejor de los casos ( $V = 15\%$ ) deberá incrementar la resistencia de proyecto en  $85 \text{ kg/cm}^2$ , esto es 42.5%, para estar en la condición de probabilidad requerida por las especificaciones.

De la situación puesta de manifiesto en los ejemplos anteriores, resulta evidente la conveniencia que, quienes deban cumplir y hacer cumplir las especificaciones, las examinen y juzguen con oportunidad.

#### SELECCION DE MATERIALES

Los materiales para el concreto se seleccionan normalmente atendiendo tres aspectos principales: su calidad, economía y aptitud para producir concreto de la calidad especificada.

##### Cemento

Las especificaciones de cada obra suelen definir el tipo de cemento que se requiere. La tendencia inmediata en seleccionar el que ofrece mayores ventajas económicas. Puede ocurrir, no obstante, que existan dos o más cementos del mismo tipo asequibles a costos semejantes. Resulta útil, en estos casos, tener presentes factores, no necesariamente incluidos en las normas de cali-

dad, que puedan ayudar en la selección.

Resistencia a compresión. Es difícil actualmente que un cemento deje de cumplir con los requisitos de resistencia establecidos en las normas, debido a que no son demasiado estrictos. Esto no quiere decir que deba esperarse la misma resistencia en cualquier cemento del mismo tipo. Independientemente de las variaciones propias de cada cemento, que reflejan el grado de control en su proceso de producción, pueden ocurrir diferencias importantes en la resistencia media, de una a otra marca de cemento. Este factor debe tomarse en cuenta porque puede representar una diferencia significativa en el consumo de cemento por  $m^3$  de concreto y, por consiguiente, en el costo del mismo.

Fraguado falso. El fenómeno conocido como fraguado falso del cemento, se manifiesta como un endurecimiento de la pasta a los pocos minutos de ser mezclada. Se dice que es un falso fraguado porque no se acompaña de calor como el verdadero. De tal modo, este endurecimiento prematuro puede romperse mediante remezclado, devolviéndole a la pasta su consistencia original. Si no se efectúa este rompimiento, la pasta endurecida prematuramente continúa fraguando y el producto no sufre merma de calidad.

La ocurrencia del fenómeno se relaciona con demasiada temperatura durante la molienda del cemento, ya sea por usar clinker muy caliente o por falta de medios adecuados para enfriar el molino. En el medio local, es un fenómeno muy frecuente, principalmente en épocas en que hay mucha demanda de cemento.

En el caso del concreto, el uso de un cemento con fraguado falso puede propiciar una rápida pérdida de revenimiento. Por esta causa, en situación de elegir, debe optarse por un cemento sin este defecto.

Alcalis. Todos los cementos portland contienen álcalis ( $Na_2O$  y  $K_2O$ ) en proporciones que suelen variar entre 0.1 y 1.0%, y eventualmente más.

En otros países (principalmente EEUU) se han detectado reacciones perjudiciales al concreto entre los álcalis del cemento y ciertas rocas silicosas y calcáreas, cuando estas se usan como agregados. El resultado de las investigaciones realizadas ha

conducido a la recomendación de limitar los álcalis del cemento a un máximo de 0.60% cuando los agregados son potencialmente reactivos, a fin de prevenir cualquier reacción indeseable.

En el medio local, no existen antecedentes de concretos que hayan experimentado daños por reacciones de esta naturaleza, aunque no es posible decir si el fenómeno no se ha presentado, o simplemente se trata de falta de información. A pesar de ello, entre muchos fabricantes de concreto existe conciencia de su posibilidad de manera que, cuando en su estudio petrográfico los agregados resultan potencialmente reactivos, se opta por la selección de un cemento cuyos álcalis totales no excedan de 0.60%.

### Agregados

Aún cuando la calidad requerida en los agregados pueda quedar claramente explícita en las especificaciones, con frecuencia ocurrirán situaciones en que para elegir entre dos o más fuentes de agregados de buena calidad, las propias especificaciones no aporten suficientes medios. Un ejemplo lo constituirá la comparación entre agregados naturales y triturados. Siendo que presentan algunas características opuestas, los argumentos a favor de unos suelen ser objeciones en contra de los otros. De tal modo, en un caso dado, será preciso balancear pros y contras para definir lo más conveniente.

Arena. Resulta difícil producir arena triturada que compita favorablemente con una buena arena natural. Existen algunas razones para que así sea:

- 1) La trituración tiende casi siempre por naturaleza a producir fragmentos angulosos y esto se acentúa en algunos tipos de rocas. Una manera de aliviar este defecto consiste en emplear equipos en que la fragmentación se realice como molienda a partir de partículas chicas, previamente fragmentadas. En este caso el producto puede ser arena con partículas de buena forma, pero que no puede competir en costo con otra cuya fragmentación haya sido de origen natural. Cuando, para abatir costo, la trituración se hace a partir de fragmentos mayores, las partículas del tamaño de la arena resultan demasiado angulosas y entonces su incompetencia deriva de su mal comportamiento en las mezclas de concreto.

- 2) La distribución de tamaños en el material triturado resulta a veces poco controlable, sobre todo en lo que se refiere al contenido de polvo (partículas menores de unas 100 micras) y con ciertas clases de roca. Como no es práctico ni económico tratar de dividir la arena en fracciones para regular su granulometría, resulta con frecuencia que la arena triturada presenta exceso de partículas muy finas y esto hace necesario someterla a un tratamiento adicional de lavado que redundará en aumento de costo.

Por lo anterior es posible concluir que, como regla general, la producción de arena triturada solamente prospera donde no existen arenas naturales de buena calidad y que, en presencia de estas, no debe dudarse en aplicarlas antes de pensar en producir las por trituración.

Grava. El caso de la grava difiere un tanto del caso de la arena, de modo que no es posible asegurar que siempre resulte preferible una buena grava natural sobre una buena grava triturada. Los principales argumentos a favor y en contra que deberán balancearse, son los siguientes:

- 1) Producir gravas trituradas con partículas de buena forma es menos difícil y costoso que en el caso de la arena.
- 2) La cantidad de polvo que se produce es muy inferior al que se genera cuando se tritura arena.
- 3) Es costumbre dividir la grava en fracciones, de manera que puede regularse fácilmente su granulometría al usarla en el concreto.
- 4) El efecto de forma y granulometría de partículas en el comportamiento de las mezclas de concreto resulta bastante menos significativo para la grava que para la arena.
- 5) Cuando se requieren muy altas resistencias a compresión en el concreto, o bien cuando es deseable mejorar su resistencia a tensión por flexión, la adherencia entre pasta y agregado juega un papel importante. Las gravas trituradas con partículas semiangulosas ofrecen mejores resultados en este aspecto que las gravas redondeadas naturales.

Como regla de carácter general en el caso de la grava, puede decirse que es recomendable hacer mezclas de concreto de prueba antes de decidir qué tipo de grava debe elegirse, si es que se cuenta con trituradas y naturales. Es fácil constatar que hay casos en que se emplean gravas trituradas, a pesar de la existencia de gravas naturales.

### SELECCION DE EQUIPOS

Los equipos que se requieren en el proceso de producción de concreto son los necesarios para triturar, cribar y transportar los agregados; dosificar y mezclar los ingredientes y transportar, colocar y compactar el concreto recién producido. Estos equipos suelen seleccionarse principalmente en función de la producción horaria que se requiere, lo cual hace que con frecuencia se omita tomar en cuenta otras características o aptitudes de los mismos.

Hay dos características del concreto, revenimiento y tamaño máximo de agregado, que pueden influir en el rendimiento y funcionalidad de los equipos, de manera que convendrá tenerlos presentes cuando se trate de seleccionar entre equipos de igual capacidad para el mismo objeto.

Revenimiento. Con bastante frecuencia se exaltan las ventajas que representa el empleo de un bajo revenimiento en las mezclas de concreto, sin embargo, no son menos frecuentes las ocasiones en que las características de funcionamiento de los equipos disponibles obligan a operar con mezclas de alto revenimiento, en contra de lo que se dice ventajoso.

Tamaño máximo del agregado. La máxima dimensión de partículas que se puede emplear en una estructura de concreto, suele definirse en relación con la geometría y el refuerzo de la misma. El ACI recomienda que el tamaño máximo de agregado no exceda de la quinta parte de la dimensión más reducida del miembro de concreto, ni de las tres cuartas partes de la mínima distancia existente entre varillas contiguas o entre las varillas y la forma. Dentro de estas limitaciones, se recomienda normalmente emplear el agregado más grande compatible con las mismas ya que se supone que, en el intervalo usual de resistencias, a mayor tamaño de agregado menor consumo de cemento. Esto significa que, para la

construcción de estructuras cuyas condiciones geométricas y de refuerzo admitan el uso de grandes gravas, deben disponerse equipos capaces de operar satisfactoriamente con los concretos que las contengan. De ninguna manera puede ser técnicamente justificable limitar el tamaño máximo del agregado en función de las características operacionales de los equipos disponibles.

#### PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS

Las mezclas de concreto normalmente se diseñan para que el producto obtenga una determinada resistencia mecánica al cabo de cierta edad, de manera que cumpla con las especificaciones respectivas. Al mismo tiempo se busca que las mezclas posean la consistencia y manejabilidad adecuadas para ser empleadas en la clase de estructura que se va a construir. La práctica consiste:

1. Se conoce la resistencia de proyecto de la estructura y la edad a que se ha previsto obtenerla.
2. Se define la resistencia promedio que debe buscarse en el producto para que este cumpla con las especificaciones aplicables. Para ello se toman en cuenta la magnitud de la resistencia de proyecto, los requisitos de resistencia especificados y la dispersión probable en la calidad del producto, de acuerdo con los medios de que se dispone para producirlo consecutivamente.
3. Se selecciona la relación agua/cemento que debe ser apropiada para obtener dicha resistencia promedio. Esto define la calidad de la lechada.
4. Se establecen las condiciones de trabajo, en cuanto a la manera como se va a transportar y colocar el concreto, de acuerdo con las facilidades de equipo y espacio disponibles. De acuerdo con estas, se definen la consistencia y manejabilidad que deben poseer las mezclas para poder ser transportadas y colocadas en esas condiciones. Esta definición normalmente consiste en fijar un revenimiento de trabajo, con el cual deben elaborarse las mezclas.
5. Se ensayan mezclas de concreto de prueba, con los materiales

de la obra, a fin de determinar las proporciones en que deben combinarse la lechada preseleccionada y los agregados disponibles, de manera que se obtenga la consistencia y manejabilidad requeridas.

6. Se elaboran especímenes de prueba, que se ensayan a diferentes edades, para observar como evoluciona la resistencia mecánica del concreto y verificar que se alcanza la resistencia requerida a la edad especificada.

Existe una variante en el procedimiento anterior, cuando la relación agua/cemento no se selecciona para obtener una cierta resistencia, sino para producir un concreto que sea durable en determinadas condiciones rígidas de exposición y servicio. En este caso, el resto del procedimiento se conserva igual, de manera que al ensayar los especímenes de prueba se determina la resistencia mecánica correlativa de la relación agua/cemento empleada y esta resistencia se emplea como punto de referencia durante el control de la producción del concreto.

#### TRANSPORTACION Y COLOCACION DEL CONCRETO

Durante las operaciones inherentes al transporte y la colocación del concreto gravita continuamente el riesgo de que ocurra segregación. Esta, que se presenta al separarse la grava del mortero, es indeseable que ocurra porque se altera la homogeneidad en la estructura del concreto endurecido y con ello se produce invariablemente una degradación de sus propiedades.

Un argumento adicional para emplear mezclas con bajo revenimiento, es que estas presentan menor tendencia a la segregación. La razón es que a medida que las mezclas son más fluidas disminuyen sus propiedades de plasticidad y cohesión. De este modo, se vuelven menos capaces de conservar agrupadas a las partículas del agregado grueso que, por poseer una masa mayor dentro del conjunto, son las que adquieren más energía cinética durante las maniobras para transportar y colocar el concreto.

Al tratar de la selección de equipos se mencionó el caso en que las deficientes características de funcionamiento de algunos equipos obligan al empleo de mezclas con alto revenimiento. Un ejemplo bastante frecuente lo constituyen los canalones que, además,

producen segregación del concreto casi invariablemente.

### CURADO DEL CONCRETO

No siempre se tiene una clara noción de lo que significa curar el concreto y de los riesgos que se adquieren al no hacerlo. No puede explicarse de otro modo el poco deseo que algunos constructores exhiben en cuanto a la ejecución del curado y la reticencia de algunos propietarios para pagar por ese servicio.

En términos resumidos, curar el concreto es proporcionarle de modo permanente las condiciones de humedad y temperatura adecuadas para que el cemento se hidrate sin interrupción, y con ello el concreto adquiera cabalmente todas sus propiedades. Debido a que con frecuencia las condiciones de temperatura son suficientes, el curado se reduce a preservar la humedad necesaria en el concreto.

El cemento normalmente requiere una cantidad de agua equivalente al 25% de su propio peso, aproximadamente, para su completa hidratación. Cuando el concreto se mezcla posee una proporción de agua bastante mayor que esa, pero a continuación puede perderla si no se evita la evaporación. De tal modo, una forma de curado consiste en aplicar al concreto una membrana impermeable que inhiba la pérdida del agua por evaporación. Este procedimiento suele dar buenos resultados cuando la membrana es de buena calidad y la relación agua/cemento original es mayor de 0.40. Para valores menores es recomendable curar el concreto por humedecimiento superficial con agua durante un lapso mínimo de 7 días si se emplea cemento tipo III y de 14 días para otros cementos.

La falta de curado puede ocasionar deficiencias variables de calidad en el concreto, dependiendo del momento en que el cemento carezca de agua para continuar hidratándose. De acuerdo con ello, si en un momento dado solamente se ha hidratado el 50% del cemento y se agota el agua disponible para ese fin, el concreto solamente podrá desarrollar una proporción equivalente de su calidad potencial.



## CURSO PARA SUPERVISORES Y RESIDENTES DE OBRA

### NOTAS SOBRE LA UTILIZACION DE CANALONES PARA EL TRANSPORTE DE CONCRETO

El requisito fundamental que se debe satisfacer en el transporte del concreto, desde la salida de la mezcladora hasta su consolidación en las formas, es que realice con el mínimo de segregación para que se produzcan concretos homogéneos y de buenos acabados. Además, es necesario que el procedimiento elegido permita transportar concreto de la consistencia más seca posible de acuerdo con las características de la estructura.

La segregación del concreto fresco debe evitarse, no corregirse. Con frecuencia se supone que la segregación que ocurre durante la manipulación del concreto puede eliminarse en el curso de operaciones posteriores, lo cual muy rara vez es realizable. La separación de piezas aisladas de agregado grueso no es objetable en la medida que puedan ser recubiertas posteriormente, durante la consolidación final. Lo que en general debe evitarse es la fuerte concentración de gravas o de mortero, que ocurre cuando se emplea un procedimiento inadecuado para hacer llegar el concreto a las formas.

Los mejores procedimientos para transportar y colocar el concreto fresco, son los que no requieren de su deslizamiento ni de su caída libre desde grandes alturas. El caso ideal que satisface estos requisitos es representado por la recepción del concreto directamente a la descarga de la mezcladora, en un recipiente estanco e impermeable con descarga inferior, que lo conduce sin vibraciones hasta el sitio de colocación final, en donde lo deposita sin caída libre. Tal condición suele cumplirse mediante cubos de concreto transportados, por grúa, malacate o cable-vía.

Por circunstancias propias de cada obra, frecuentemente es necesario hacer uso de procedimientos de transporte que por su naturaleza tienden a producir segregación en el concreto. Tal es el caso del procedimiento de transporte por medio de canalones. Este equipo, como se usa ordinariamente, es uno de los medios más insatisfactorios para el transporte del concreto, por cuanto propician la segregación e inducen al empleo de mezclas de consistencia más fluida de la requerida por conveniencia de la es-

estructura. Sin embargo, con la observación de algunos cuidados en su empleo, es posible la obtención de resultados razonablemente aceptables.

Algunos procedimientos de trabajo que se recomiendan al respecto, son como sigue:

1. La consistencia necesaria del concreto fresco, cuya medida más usual es el revenimiento, deberá establecerse principalmente en función de las condiciones de colocación (características geométricas y de refuerzo de la estructura) y del equipo de consolidación disponible. Solamente con la autorización del Responsable de la Obra podrá emplearse una consistencia más fluida para permitir el transporte por canalones, en cuyo caso el consumo de cemento deberá incrementarse lo necesario para conservar la resistencia requerida.
2. La manejabilidad y homogeneidad del concreto fresco deberán juzgarse antes de transportarlo, con objeto de apreciar las deficiencias que puedan atribuirse exclusivamente al diseño de la mezcla, y proponer los ajustes convenientes. La segregación que se produzca durante el transporte de una mezcla con buenas características originales, no deberá ser motivo para efectuar ajustes al diseño de esa mezcla sino, por lo contrario, para corregir las causas de la segregación.
3. Los canalones, cuando sean inevitables, deberán tener la inclinación mínima suficiente para permitir el desplazamiento de concreto con la consistencia establecida, y deberán ser de metal o con revestimiento metálico para proporcionar superficies que no ofrezcan resistencia al deslizamiento y no absorban agua del concreto. Además deberán ser rígidos, de fondo redondeado y protegidos contra derrames. Cuando su longitud exceda de unos cinco metros, deberán ser tapados para dar protección al concreto contra la excesiva pérdida de revenimiento por efectos del sol y del viento. La sección transversal no deberá ser demasiado amplia, para reducir el área de exposición de la corriente de concreto y evitar exponerlo en capas delgadas que propician la evaporación.
4. En el extremo final del canalón deberá disponerse un arreglo que obligue a la caída vertical del concreto, para prevenir

la segregación que invariablemente ocurre cuando la descarga final se realiza directamente del canalón a las formas.

En hoja adjunta se incluyen cuatro figuras que ilustran algunos casos de descarga por canalones, y las previsiones o arreglos que se sugieren para reducir la segregación.

Fig. 1.- Cuando la descarga del concreto se efectúa dentro de una tolva, la caída deberá ajustarse al centro del recipiente, esto es, directamente sobre la compuerta de descarga inferior.

Fig. 2.- Entre el extremo final del canalón y el recipiente receptor del concreto deberán intercalarse secciones de tubos metálicos rígidos de formas tronco-cónicas, también conocidos como "trompas de elefante", que obliguen al concreto a caer verticalmente. El extremo inferior de la última trompa deberá quedar tan próximo a la superficie del concreto como sea practicable. Si el nivel superficial del concreto va ascendiendo, deberán irse suprimiendo secciones de tubo consecutivamente.

Fig. 3.- Corresponden las mismas observaciones de la Fig. 2, cuando la descarga del concreto se efectúa directamente dentro de formas amplias. En estos casos conviene ir variando los sitios de descarga dentro del área limitada por las formas para evitar que se formen acumulaciones de concreto demasiado altas, o que se tenga que desplazar el concreto horizontalmente.

Fig. 4.- Cuando se cuela sobre superficies inclinadas, además de la precaución de que el concreto se coloque en contra del sentido de avance del colado, es conveniente disponer en el extremo del canalón un arreglo consistente en un pequeño plano inclinado inferior y una pantalla deflectora superior, que obligue al concreto a descender normalmente a la superficie que se cuela.

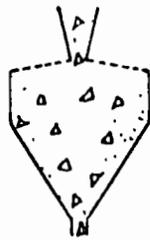


FIG. 1

CAIDA DEL CONCRETO DIRECTAMENTE SOBRE LA COMPUERTA DE DESCARGA

LLENADO DE TOLVAS O BOTES CON DESCARGA INFERIOR

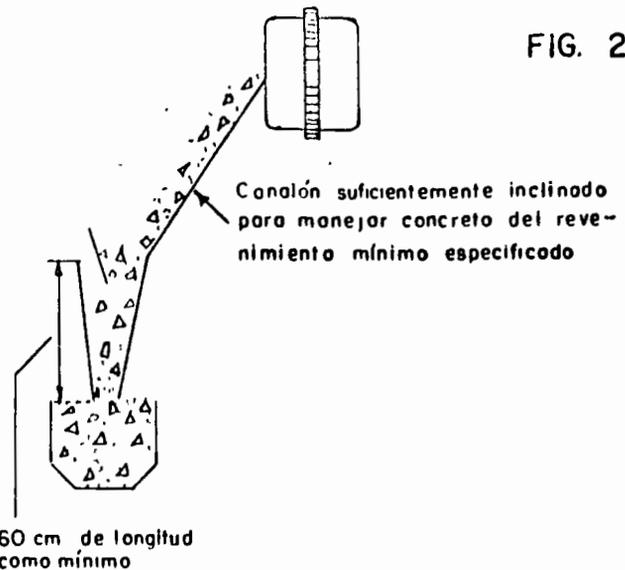


FIG. 2

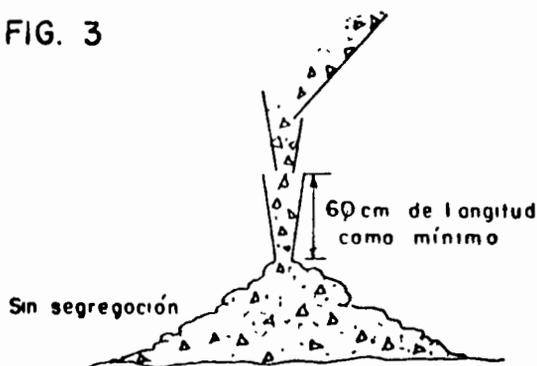
Canalón suficientemente inclinado para manejar concreto del revestimiento mínimo especificado

60 cm de longitud como mínimo

ESTE DISPOSITIVO EVITA LA SEGREGACION INDEPENDIEMENTE DE LA LONGITUD DEL CANALON, YA SEA QUE LA DESCARGA DEL CONCRETO SE EFECTUE EN BOTES, CARROS, CAMIONES O TOLVAS

CONTROL DE LA SEGREGACION DEL CONCRETO DURANTE LA DESCARGA DE LAS MEZCLADORAS

FIG. 3



LA DISPOSICION SUPERIOR PREVIENE LA SEGREGACION SIN CONSIDERAR LA LONGITUD DEL CANALON, YA SEA QUE EL CONCRETO SE ESTE DESCARGANDO EN TOLVAS, CUBOS, CARROS O FORMAS

CONTROL DE SEGREGACION EN EL EXTREMO DE CANALONES DE DESCARGA

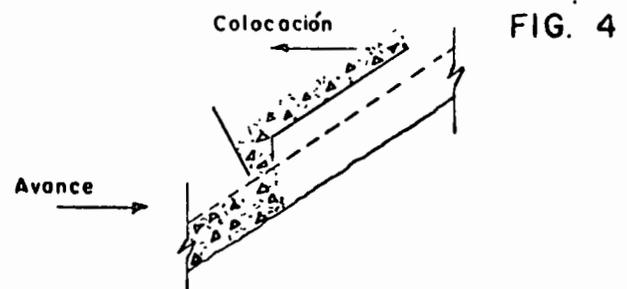
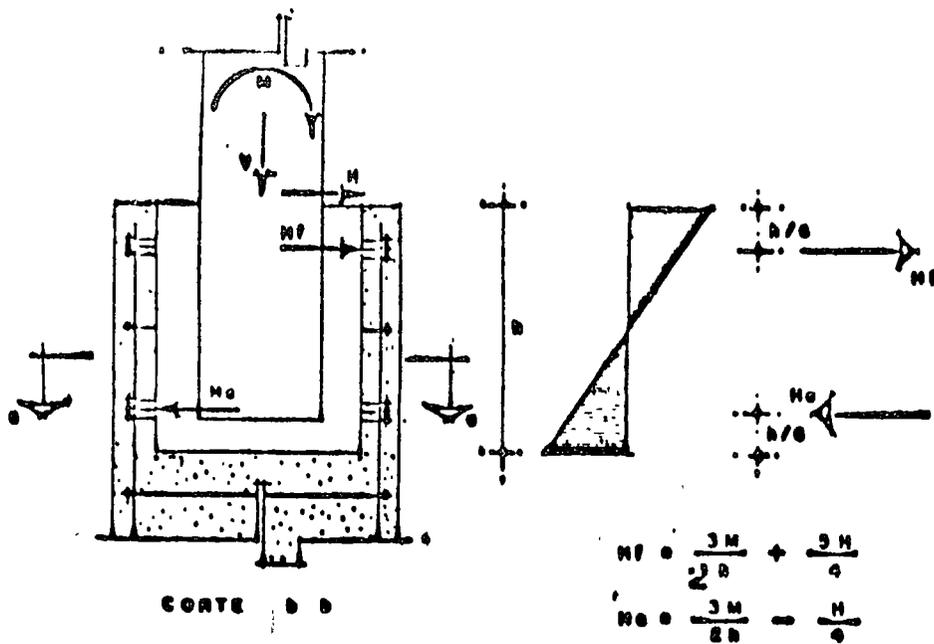


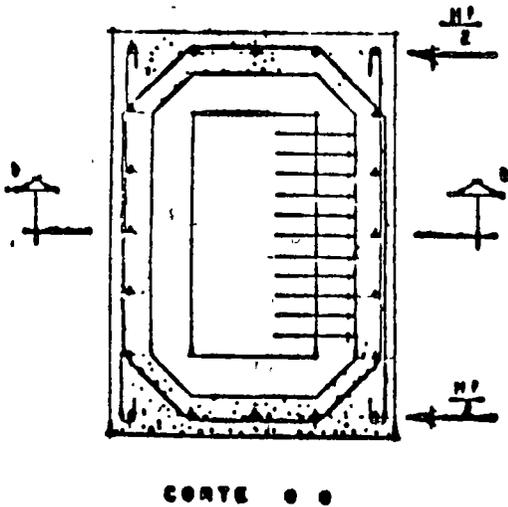
FIG. 4

LA POSICION DE LA PANTALLA Y LA CAIDA EN EL EXTREMO DEL CANALON ESTAN DISPUESTOS EN FORMA QUE EVITAN LA SEGREGACION Y EL CONCRETO PERMANECE EN LA PENDIENTE

COLOCACION DE CONCRETO EN SUPERFICIES INCLINADAS



**FIGURA**  
**FUERZAS ACTUANTES EN EL**  
**DADO DE CIMENTACION**



Para diseñar el dado, se toman en cuenta las fuerzas que los mantengan en equilibrio al transmitir esfuerzos a la cimentación. La figura 1 muestra las fuerzas a que está sujeto el dado y las fórmulas para calcularlo. Los muros del cajón deberán ser dimensionados para resistir flexión en la base del dado, debida a la fuerza  $H_f$ .

Esta fuerza  $H_f$ , es transmitida a los muros adyacentes los cuales serán reforzados con estribos en forma de U para tomar dicha fuerza.

La parte de la columna insertada en el cajón deberá ser diseñada para resistir fuerza cortante.



PERDIDAS DE PRESFUERZO

Ing. Francisco Robles

## 1.- INTRODUCCION

La fuerza aplicada inicialmente a los tendones por medio de gatos, sufre pérdidas por diversas causas, de manera que la fuerza efectiva de presfuerzo disponible puede llegar a ser considerablemente menor que la inicial.

Las principales causas de pérdidas son la deformación elástica del concreto, las deformaciones por contracción y flujo plástico del concreto, la relación del acero, fricciones de diversos tipos, y el deslizamiento o corrimiento de los dispositivos de anclaje. En elementos pretensados no suelen ser significativas las pérdidas debidas a las últimas dos causas.

De las pérdidas reseñadas se consideran instantáneas las debidas a acortamiento elástico, deslizamiento de los dispositivos de anclaje y fricción. Las demás pérdidas son -- función del tiempo; pueden transcurrir hasta tres años antes de alcanzar sus valores terminales.

Para estimar las pérdidas con cierta precisión es necesario contar con amplia información sobre las propiedades de los materiales empleados, la evolución de las cargas y las condiciones climatológicas. Cuando no se dispone de esta información, o cuando se trata de cálculos preliminares, puede utilizarse alguna de las reglas empíricas que aparecen en los manuales y reglamentos. En el informe ACI-ASCE 323, por ejemplo, -

se recomienda que se considere una pérdida de  $1750 \text{ kg/cm}^2$  para elementos postensados, y de  $2450 \text{ kg/cm}^2$ , para elementos pretensados. En elementos postensados - debe agregarse a los  $1750 \text{ kg/cm}^2$  las pérdidas por fricción y deslizamiento de los dispositivos de anclaje.

Otra recomendación usual consiste en tomar como pérdida un 20% del presfuerzo - inicial, para elementos pretensados, y un 15% para elementos postensados, más las pérdidas por fricción y deslizamiento de los dispositivos de anclaje, en el segundo caso.

Cuando se producen elementos presforzados de características semejantes y en condiciones de fabricación uniforme es relativamente fácil llegar a establecer valores empíricos bastante precisos con base en la experiencia.

Aunque los errores en la estimación de pérdidas no afectan los cálculos de resistencia y, por lo tanto, tampoco afectan el grado de seguridad de un elemento presforzado, sí pueden influir en el comportamiento bajo condiciones de servicio. Si se subestiman las pérdidas pueden resultar deflexiones excesivas y agrietamientos indeseables. En el caso contrario, las contraflechas pueden ser exageradas.

En los incisos siguientes se sugieren procedimientos para estimar los diversos tipos de pérdidas y se presentan algunos ejemplos de cálculos típicos.

## 2.- PERDIDAS INSTANTANEAS

### 2.1 Pérdidas debidas a acortamiento elástico

El método expuesto está basado en las recomendaciones del Comité PCI para Pérdidas de Presfuerzo<sup>2</sup>.

### Miembros pretensados

Suele ser suficiente calcular la pérdida por acortamiento elástico en el centro del claro. El valor de la pérdida puede estimarse por medio de la siguiente ecuación, que está basada en consideraciones elásticas elementales y en la hipótesis de que la deformación de los tendones es igual a la deformación del concreto que se encuentra a la misma altura.

$$L_{es} = n ( f_{cs} ) = n \left( \frac{P_o}{A_c} + \frac{P_{oe}^2}{I_g} - \frac{M_{dl}e}{I_g} \right) \quad (1)$$

donde:

- $L_{es}$  = Pérdida de presfuerzo debida a acortamiento elástico
- $n$  = Relación modular,  $E_s/E_c$ , inmediatamente después de la transferencia (Después de cortados los tendones).
- $f_{cs}$  = Esfuerzo del concreto en el centroide de los tendones.
- $P_o$  = Fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia
- $A_c$  = Area de concreto
- $e$  = Excentricidad en la sección considerada
- $I_g$  = Momento de inercia de la sección total, sin hacer correcciones por el espacio ocupado por tendones o ductos.
- $M_{dl}$  = Momento debido al peso propio del miembro

El valor de  $P_0$  debe estimarse en un tanteo inicial, puesto que es la fuerza de presfuerzo disponible después de haberse producido las pérdidas instantáneas. Suele ser suficiente suponer unas pérdidas instantáneas de 5 a 10% de la fuerza aplicada inicialmente, correspondientes tanto al acortamiento elástico como al resbalamiento de los dispositivos de anclaje y a fricciones de diverso tipo.\*

Si se comete un error grande en las pérdidas instantáneas supuestas, debe hacerse un nuevo cálculo con el valor correspondiente corregido.

Puesto que las pérdidas instantáneas, como se indicó anteriormente, son relativamente pequeñas, pueden compensarse mediante sobretensado de los cables, es decir, tensando los tendones a una fuerza mayor que la permitida inmediatamente después de la transferencia, práctica aceptada por la mayoría de los reglamentos.

En tal caso no es necesario incluir las pérdidas instantáneas en el cálculo de las pérdidas totales. Sin embargo en muchas situaciones prácticas no se aprovecha este recurso.

Cuando se sobretensa debe cuidarse que el acero no alcance esfuerzos superiores al 80% de su resistencia última<sup>3</sup>.

En el ejemplo 1<sup>o</sup> se ilustra el método expuesto.

### Miembros postensados

Cuando en un miembro postensado se tensan todos los tendones simultáneamente, el -

---

\* Las pérdidas instantáneas por corrimientos de los anclajes y por fricciones se tratan en las secciones 2.2 y 2.3

acortamiento instantáneo del concreto no produce pérdidas ya que la compresión del concreto se realiza durante la operación de tensado, antes de que los tendones estén anclados. Cuando el presfuerzo se aplica en más de una etapa, el último tendón o grupo de tendones tensados tampoco experimentará pérdidas por acortamiento. Sin embargo los tendones tensados en etapas anteriores sufrirán pérdidas producidas por cada una de las etapas de tensado posteriores.

Las pérdidas elásticas instantáneas en elementos presforzados con tendones tensados en más de una etapa pueden compensarse, calculando el acortamiento producido en cada tendón por etapas posteriores de tensado y aplicando el sobretensado correspondiente. Cuando no se efectúa esta compensación puede estimarse la pérdida por acortamiento calculando la correspondiente al tendón tensado inicialmente y utilizando la mitad de este valor para la pérdida total del conjunto de todos los tendones.

## 2.2 Pérdidas debidas a resbalamiento o deslizamiento de los dispositivos de anclaje

Estas pérdidas pueden presentarse tanto en sistemas pretensados como en sistemas postensados. Aunque en los sistemas pretensados suelen ser despreciables, ya que el acortamiento producido por el movimiento de los anclajes es muy pequeño comparado con la longitud del tendón, en algunos elementos postensados cortos, pueden ser significativos, al igual que en mesas para pretensado excepcionalmente cortas. Según el tipo de anclaje los acortamientos pueden variar de valores prácticamente nulos a valores del orden de un cm y en algunos casos mayores aún.

En elementos pretensados o en elementos postensados, si se considera que no existe fricción entre el cable y el ducto, la pérdida de esfuerzo en el acero es constante a lo largo del tendón. En elementos postensados en que existe fricción, la pérdida depende no solamente del corrimiento del anclaje sino también de la longitud del tendón y de la fricción entre el tendón y el ducto. La manera de estimar las pérdidas correspondiente en este caso se <sup>en</sup>expone la sección 2.3.

Como se indicó anteriormente, muchas veces es posible compensar las pérdidas debidas a movimiento de los dispositivos de anclaje por medio de un sobretensado.

### 2.3 Pérdidas instantáneas debidas a fricción

#### Miembros pretensados

Cuando se utilizan dispositivos para variar las trayectorias de los tendones pueden presentarse fricciones de cierta importancia, que deben considerarse en el cálculo. Su magnitud es variable según el tipo de dispositivo empleado y suele determinarse experimentalmente. Cuando los tendones no se desvían, las pérdidas por fricción en elementos pretensados casi siempre son despreciables.

#### Miembros postensados

Durante el tensado de un miembro postensado se originan fricciones entre los tendones y los ductos en que se alojan. Estas fricciones producen pérdidas de presfuerzo de magnitud variable a lo largo del tendón. Se deben a dos causas fundamentales; las curvatu

ras y quiebres que se imponen intencionalmente a los tendones para lograr una trayectoria conveniente y las pequeñas y curvaturas desviaciones secundarias inevitables, de carácter accidental. Si el tendón es recto, sólo existen las fricciones debidas a la segunda causa.

Para determinar la relación entre la fuerza aplicada por medio del gato y la existente en una sección dada, suele utilizarse la siguiente ecuación.

$$P_s = P_x e^{(kx + \mu)} \quad (2)$$

en donde:

- $P_s$  = Fuerza en el tendón en el extremo donde se aplica el gato.
- $P_x$  = Fuerza a una distancia x a partir del extremo donde se aplica el gato.
- $e$  = Base de los logaritmos neperianos
- $k$  = Coeficiente de fricción por metro de tendón debido a curvaturas y desviaciones locales accidentales "wobble coefficient" en la nomenclatura inglesa).
- $M$  = Coeficiente de fricción por curvatura
- $\alpha$  = Cambio angular total, en el perfil del acero de presfuerzo, en radianes, desde el extremo donde se aplica el gato hasta la sección considerada, a una distancia x.
- $x$  = Longitud desde el extremo donde se aplica el gato hasta la sección considerada.

también  
Puede establecerse la siguiente expresión en función de esfuerzos:

$$f_0 = f_x e^{(\mu \alpha + kx)} \quad (3)$$

La justificación teórica de la ecuación (2), puede encontrarse en las refs 4 y 5. Para valores de  $(\mu\alpha + K\gamma)$  menores que 0.3 puede emplearse la siguiente expresión aproximada que es de aplicación más sencilla:

$$P_s = P_x (1 + \mu\alpha + K\gamma) \quad \text{---} \quad (4)$$

Los valores de los coeficientes varían considerablemente de acuerdo con las características de los tendones y de los ductos. En la tabla 1, se presentan algunos valores típicos. En las refs 3, 5 y 6 se proporcionan datos más amplios. Siempre es aconsejable comprobar estos valores experimentalmente o consultar a los fabricantes de los materiales de postensado qué valores son los convenientes. En el capítulo 6 de la ref 8, se sugiere un método para la determinación experimental de las pérdidas por fricción.

En la fig 1 se muestra la variación en la fuerza de un tendón tensado desde uno de los extremos. El valor máximo del esfuerzo se presenta en el extremo donde se aplica el gato. Si el tendón se tensa simultáneamente desde ambos extremos, la curva sería simétrica respecto al centro.

El cálculo de pérdidas por fricción se ilustra para una viga libremente apoyada en el ejemplo 2, y, para una viga continua, en el ejemplo 3.

#### Efecto del corrimiento de los anclajes en sistemas postensados

Como se indicó en la sección anterior, la variación en la fuerza en un tendón posten-

sado, al ser tensado, puede representarse por medio de la curva ABC de la fig 2a. - La curva EDBC en dicha figura representa la variación de la fuerza en el tendón una vez anclado el tendón. La reducción que se observa en el extremo del tendón se debe al corrimiento, deslizamiento o deformación que se presenta en muchos sistemas postensados al realizarse el anclaje. Esta deformación origina un efecto inverso al de tensado.

Con objeto de simplificar la cuantificación del efecto de la deformación del anclaje sobre la fuerza en el tendón, se supone que las curvas AB, AD, BC y DE son líneas rectas, hipótesis que ha sido comprobada experimentalmente. Se supone también que las pendientes de las líneas AB y DE son de igual magnitud, pero de signo contrario.

Pueden presentarse varios casos. En el caso I, que es el representado en la fig 2-a, - la fuerza en el centro del tendón no es afectada por la deformación del anclaje, lo que significa que la longitud  $\underline{x}$  es menor que la mitad de la longitud del tendón.

En el caso II, ilustrado en la fig 2-b, la fuerza en la sección central sí es afectada por la deformación del anclaje ya que la distancia  $\underline{x}$  es mayor que la mitad de la longitud del tendón.

Cuando los tendones son muy cortos, o cuando hay poca fricción, se presenta el caso III, en que la fuerza en el extremo opuesto al del gato es afectada por la deformación del anclaje, como se muestra en la fig 2-c. En este caso la distancia calculando  $\underline{x}$  es mayor que la longitud del tendón.

Se expone a continuación un procedimiento para determinar el efecto de la deformación del anclaje sobre la fuerza en la sección central, que en muchas situaciones es-

la sección crítica. En la ref 1 se describen procedimientos semejantes. En estructuras donde la sección crítica está situada en otro lugar se siguen métodos semejantes. El procedimiento consta de los siguientes pasos:

- 1.- Determinar la relación entre la fuerza en el extremo y la fuerza en la sección central, en la forma expuesta en la sección 2.3. -

Esta puede expresarse por medio de la expresión

$$F_0 = F_{\frac{L}{2}} e^{\phi} \quad \text{--- (5)}$$

donde

$$\phi = Mx + \frac{KL}{2} \quad \text{--- (6)}$$

- 2.- Suponer que la deformación del anclaje no afecta el esfuerzo en la sección a la mitad del claro ( caso 1 ) y calcular la pendiente de la curva entre la línea de centro y el extremo donde se aplica el gato, por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Pendiente} = \beta = \frac{2F_{\frac{L}{2}}(e^{\phi}-1)}{L} \quad \text{(7)}$$

que resulta de la geometría supuesta.

- 3.- Calcular la longitud de tendón x, en la cual la deformación del anclaje reduce el esfuerzo. Esto puede hacerse a partir de las consideraciones siguientes:

Aplicando la Ley de Hooke, el acortamiento del tendón, d, debido a la deformación del anclaje, puede expresarse en función -

de la pérdida de esfuerzo en el tramo de longitud  $\underline{x}$  por medio de la expresión:

$$d = \frac{f_0 - f_x}{E_s} \quad (8)$$

donde  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero y  $f_x$  es el esfuerzo correspondiente a una sección a una distancia  $\underline{x}$  del extremo. Pero  $(f_0 - f_x)$  puede expresarse en función de  $\underline{x}$  y de  $\beta$ :

$$\begin{aligned} f_0 - f_x &= \beta x \\ d &= \frac{\beta x}{E_s} \gamma \\ \gamma^2 &= \frac{d E_s}{\beta} \\ \gamma &= \sqrt{\frac{d E_s}{\beta}} \quad (9) \end{aligned}$$

- 4.- Si  $\underline{x}$  es menor que  $L/2$ , existe la condición del caso I, y el esfuerzo en el centro del claro no es afectado; el esfuerzo en cada extremo puede calcularse fácilmente, si así se desea.

La condición en que  $\underline{x}$  es mayor que  $L/2$ , pero menor que  $l$  corresponde al caso II.

La pérdida de esfuerzo a la mitad del claro por la deformación del anclaje puede calcularse por medio de la expresión:

$$L_p = 2\beta \left( \gamma - \frac{L}{2} \right) \quad (10)$$

Cuando  $\underline{x}$  es mayor que  $L$  se tiene el caso III. La pérdida a la mitad del claro puede -

calcularse por medio de la ecuación

$$L_p = \frac{d E_s}{L} \quad \text{---} \quad (11)$$

que se deduce de consideraciones geométricas sencillas.

En los cálculos de pérdidas por fricción se suele tomar como longitud del tendón la proyección horizontal del mismo. Para cálculos más precisos, cuando la curvatura de los tendones es significativa, la longitud puede calcularse por medio de la ecuación ~~en~~

en 
$$L' = \left(1 + \frac{\pi}{3} \frac{a^2}{L^2}\right) L \quad \text{---} \quad (12)$$
 donde  $L$  es la proyección horizontal del tendón y  $a$  es su deflexión vertical.

En el ejemplo 4 se ilustra la manera de tener en cuenta los efectos de la deformación del anclaje en cálculos de pérdidas por fricción.

### 3 PERDIDAS A LARGO PLAZO

Como se mencionó en la introducción, además de las causas que producen pérdidas instantáneas en el presfuerzo existen otras cuyo efecto es función del tiempo; su naturaleza se describe brevemente en las secciones 3.1 a 3.3. La influencia de los fenómenos que producen estas pérdidas diferidas o pérdidas a largo plazo depende de la interacción entre ellos. En la sección 3.4 se exponen los procedimientos recomendados en el Manual del Prestressed Concrete Institute<sup>2</sup> para su evaluación.

#### 3.1 Contracción del concreto

El concreto se contrae fundamentalmente debido a la pérdida de agua durante el proceso de endurecimiento. Contribuyen a la contracción, aunque en grado mucho menor, los cambios químicos que se efectúan durante el proceso de endurecimiento citado. La

mayor parte de la contracción se realiza en los primeros días de vida del concreto. El fenómeno tiende a estabilizarse con el tiempo. Por esta razón los efectos de la contracción son menores en miembros <sup>(postensados)</sup> en que el presfuerzo se aplica algún tiempo después de colado el concreto. Los valores de las deformaciones unitarias debidas a - contracción varían considerablemente con las condiciones del medio ambiente, la geometría del miembro y la dosificación. Si el elemento en cuestión se encuentra bajo - agua la deformación unitaria por contracción es prácticamente nula. En condiciones - usuales varía de 0.0001 a 0.0003.

### 3.2 Flujo plástico del concreto

Consiste en la deformación progresiva del concreto bajo una carga permanente. La rapidez de deformación debida a flujo plástico es máxima al aplicarse inicialmente la - carga; va disminuyendo con el tiempo hasta ser prácticamente nula. La magnitud de las deformaciones plásticas depende principalmente de la edad del concreto al ser aplicada la carga, de la duración de la carga y de la magnitud del esfuerzo. Otros factores que intervienen en el fenómeno son la dosificación y las condiciones del medio ambiente. - Concretos con relaciones agua/cemento altas exhiben más flujo que concretos con relaciones bajas. En ambientes húmedos el flujo es menor que en ambientes secos. Las deformaciones por flujo plástico pueden ser de 0.5 a 4 veces la deformación elástica correspondiente a la carga permanente.

### 3.3 Relajación del acero.

La relajación del acero es la pérdida de esfuerzo que experimenta el acero cuando se - mantiene a una deformación unitaria constante. Su magnitud varía directamente con el-

esfuerzo inicial, la temperatura, la duración de la carga y el tipo de acero. Tiende a estabilizarse al cabo de unos 15 a 20 días después de aplicada la carga, produciéndose la mayor parte de la deformación en las primeras horas. Las pérdidas por relajación son del orden del 5% del presfuerzo inicial.

### 3.4 Cuantificación de las pérdidas a largo plazo

Se señaló que las pérdidas a largo plazo dependen de la interacción entre la relajación del acero y la contracción y flujo plástico del concreto. La interacción puede tenerse en cuenta en la cuantificación de las pérdidas diferidas con base en las siguientes consideraciones.

Se determinan las deformaciones unitarias correspondientes a contracción y flujo plástico así como la relajación del acero, en forma independiente.

Cuando se carece de información experimental conveniente, las magnitudes del flujo plástico y la contracción del concreto en condiciones no restringidas pueden determinarse por medio de los datos proporcionados en las figs 3 a 5.

Estos datos son aplicables a concretos de peso normal. Las gráficas de las figuras citadas permiten tener en cuenta la influencia de la forma y la resistencia tanto en el flujo como en la contracción, así como la influencia del tipo de curado y de la edad del concreto al aplicarse el presfuerzo, en el caso del flujo.

Las gráficas de las figs 3 y 4 dan valores de un coeficiente  $m_c$ , semejante a la relación modular,  $n$ , utilizada comúnmente en cálculos elásticos. Así,  $m f_{cs}$ , es

el esfuerzo total inducido en el acero, suponiendo que no hubo reducción en el esfuerzo en el concreto. La correspondiente deformación unitaria por flujo estaría dada por

$$m_c f_c / E_s$$

Para calcular  $f_{cs}$  puede utilizarse la ecuación<sup>(1)</sup>, sustituyendo como momento el producido por todas las cargas permanentes más la proporción de la carga viva que se considere actuará en forma continua.

Las pérdidas inducidas en el acero por la contracción pueden estimarse directamente por medio del coeficiente  $r_s$ , en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , dado en la gráfica de la fig 5. Estos datos corresponden a la contracción total. La influencia de la edad del concreto al aplicarse el presfuerzo, puede tener en cuenta por medio de los coeficientes de reducción la tabla 2. Esto permite tener en cuenta la proporción de la contracción realizada antes de la aplicación del presfuerzo.

La reducción de pérdidas de presfuerzo debida a la interacción entre el acero y el concreto es una función de  $n_c$ , el porcentaje de acero de presfuerzo y las propiedades geométricas de la sección. Según las recomendaciones del Manual del PCI<sup>2</sup>, se puede tener en cuenta la reducción progresiva en el esfuerzo en el concreto sobre la pérdida de presfuerzo por medio de las siguientes ecuaciones:

Pérdidas por flujo:

$$l_c = m_c f_{cs} (1 - 0.34 m_c k_e) \quad \text{--- (13)}$$

Pérdidas por contracción:

$$L_s = r_s (1 - 0.010 m_c k_e) \quad (14)$$

En estas expresiones

$$k_e = \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 A_g}{I_g} \right) \quad (15)$$

donde  $k_e$  es un coeficiente adimensional,  $A_{ps}$  es el área de la sección de acero de presfuerzo y los demás símbolos son conocidos.

Las figuras 6 y 7 proporcionan soluciones gráficas de las ecuaciones 14 y 15.

Se observa en las gráficas que la reducción en pérdidas sólo es significativa a partir de valores de  $m_c$  superiores a 15.

La pérdida de esfuerzo debida a relajación del acero está relacionada con la pérdida de presfuerzo debida a flujo y contracción del concreto. Puede determinarse por medio de la tabla 3.

A continuación se resume una secuela de cálculo posible, cuya aplicación se ilustra en el ejemplo 1.

### Resumen del Método propuesto en el Manual PCI para la estimación de pérdidas a largo plazo

- 1.- Determinar la relación volumen/superficie = área de la sección dividida por el perímetro.

2.- Determinar  $\underline{n}_c$  a partir de las figs 3 ó 4 .

3.- Determinar  $\underline{r}_s$  a partir de la fig 5 .

4.- Calcular  $k_g = \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 A_c}{I_g} \right)$ .

5.- Calcular  $f_{cs} = P_o/A_c + P_o e^2 / I_g - M_{dl} e / I_g$

(  $M_{dl}$  = Momento debido a carga permanente y todas las demás cargas que actúan en forma continua . )

6.- Calcular el coeficiente  $C_1$ , de la fig 6 .

7.- Calcular la pérdida por flujo .

$$L_c = f_{cs} C_1$$

8.- Calcular la pérdida por contracción,  $L_s$ , de la fig 7.

9.- Multiplicar por el factor de reducción apropiado, de la tabla 2 .

10.- Determinar el coeficiente  $\alpha$  de la tabla 3 .

11.- Calcular la pérdida por relajación

$$L_r = \alpha f_{py}$$

12.- Calcular la pérdida a largo plazo total =  $L_c + L_s + L_r$

#### 4.- EJEMPLOS

##### Ejemplo 1.- Cálculo de pérdidas instantáneas y diferidas

Se ilustra en este ejemplo el método para cálculo de pérdidas instantáneas y diferidas expuesto en el Manual del PCI<sup>2</sup>.

No se incluye la estimación de pérdidas por fricción, que se trata en los ejemplos 2 a 4.

El esfuerzo  $f_{si}$  que aparece como dato es el esfuerzo inicial en el acero de presfuerzo, antes de pérdidas. Los valores de  $A_c$  y  $I_g$  suelen tomarse como los correspondientes a la sección total sin considerar el área de acero de presfuerzo o el efecto de ductos. Se supone la fuerza  $P_0$  que produce el acortamiento es la fuerza en los tendones una vez efectuada la transferencia. Para estimarla se supusieron unas pérdidas instantáneas de 700 kg/cm<sup>2</sup>. Las pérdidas instantáneas adicionales supuestas corresponden a fricciones del sistema de presfuerzo (no entre el ducto y el tendón en caso de elementos postensados) y posibles deformaciones de los dispositivos de anclaje. Se aprecia que la pérdida calculada de 643 kg/cm<sup>2</sup> es aproximadamente igual a la supuesta.

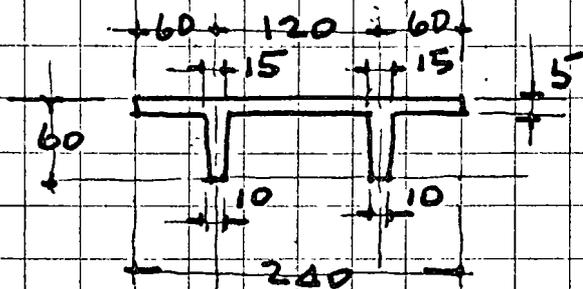
Las pérdidas a largo plazo se calcularon siguiendo los pasos de la secuencia de cálculo sugerida en la sección 3.4

El valor de  $P_0$  que debe utilizarse en el paso 5, es el correspondiente al presfuerzo inicial menos las pérdidas instantáneas y las pérdidas por relajación del acero. Estas pérdidas deben suponerse. En el ejemplo se supusieron las mismas pérdidas instantáneas anteriores a la transferencia.

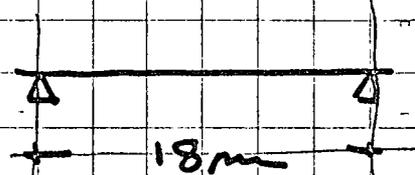
neas consideradas por acortamiento elástico, es decir,  $700 \text{ kg/cm}^2$ , más  $350 \text{ kg/cm}^2$ , por relajación del acero. No se requiere tener gran precisión en el valor supuesto.

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

## DATOS



## Geometría



## Cargas

Carga muerta superpuesta:  $30 \text{ kg/m}^2$   
 Peso propio:  $618 \text{ kg/m}$   
 Carga viva:  $200 \text{ kg/m}^2$   
 (Considerar que el 20% de la carga viva se aplica en forma continua.)

## Concreto

$$f'_{c_{28 \text{ días}}} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{c_{\text{transferencia}}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{c_{\text{transferencia}}} = 250000 \text{ kg/cm}^2$$

Concreto de peso normal, curado con vapor

## EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

### Acero de presfuerzo

8 torones de  $1/2''$

Resistencia última:  $f_{pm} = 19.000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia:  $f_{py} = 0.85 f_{pm} = 16.200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo inicial:  $f_{si} = 0.70 f_{pm} = 13.300 \text{ kg/cm}^2$

$$E_s = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Area de 1 torón:  $0.985 \text{ cm}^2$

Area total del acero de presfuerzo:

$$A_{ps} = 8 \times 0.985 = 7.87 \text{ cm}^2$$

Relación modular:  $n = \frac{1.9 \times 10^6}{250.000} = 7.6$

### Propiedades de la sección

$$A_c = 2590 \text{ cm}^2 ; I_g = 872.000 \text{ cm}^4$$

Excentricidad:  $e = 36 \text{ cm}$

$$\frac{\text{Volumen}}{\text{superficie}} = \frac{\text{Area sección}}{\text{perímetro sección}} = 3.8 \text{ cm}$$

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS 3

## PERDIDAS INSTANTANEAS

### Pérdida por acortamiento elástico

Estimar tentativamente una pérdida instantánea de  $700 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza de pres. fuerza en la transferencia:

$$P_0 = (f_{ci} - 700) A_{ps} \\ = (13300 - 700) 7.87 = \underline{\underline{99200 \text{ kg}}}$$

Momento al centro del claro debido a peso propio:

$$M_{dl} = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.618 \times 18^2}{8} = \underline{\underline{25 \text{ ton-m}}}$$

Pérdida por acortamiento elástico:

$$\frac{1}{e_s} = n \left( \frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 e^2}{I_g} - \frac{M_{dl} e}{I_g} \right) \\ = 7.6 \left( \frac{99200}{2590} + \frac{99200 \times 36^2}{874000} - \frac{25 \times 10^5 \times 36}{874000} \right) \\ = \underline{\underline{625 \text{ kg/cm}^2}}$$

## EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

### Otras pérdidas instantáneas

Suponer 10% del esfuerzo fsi

$$0.01 \times 13310 = 133 \text{ kg/cm}^2$$

### Pérdidas instantáneas totales

$$L_i = 510 + 133 = \underline{\underline{643}} \text{ kg/cm}^2 \approx 700$$

## PERDIDAS A LARGO PLAZO

### 1. Relación volumen/superficie

$$\frac{\text{Vol.}}{\text{sup}} = \frac{\text{Area}}{\text{perímetro}} = \underline{\underline{3.8}} \text{ cm}$$

### 2. Determinación de $m_c$

De la fig 3:

$$m_c = \underline{\underline{16.6}}$$

## EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

### 3. Determinación de $r_s$

De la fig 5:  $1040 \text{ kg/cm}^2$

### 4. Cálculo de $k_2$

$$\begin{aligned}
 k_2 &= \frac{\Delta p_s}{\Delta_c} \left( 1 + \frac{e^2 \Delta_c}{I_g} \right) \\
 &= \frac{7.87}{2590} \left( 1 + \frac{36^2 \cdot 2590}{874000} \right) \\
 &= \underline{\underline{0.0147}}
 \end{aligned}$$

### 5. Cálculo del esfuerzo en el concreto a la altura del centro de gravedad del acero de pretensado

$$f_{cs} = \frac{P_e}{\Delta_c} + \frac{P_e e^2}{I_g} - \frac{M_{de} e}{I_g}$$

Pretensado,  $P_0$

$$\begin{aligned}
 P_0 &= [f_{si} - (700 + 350)] 7.87 \quad (7.87 = \Delta p_s) \\
 &= (13300 - 1050) 7.87 = \underline{\underline{96500 \text{ kg}}}
 \end{aligned}$$

## EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

Momento que actúe en forma  
continua

$$M_{dl} = \frac{wL^2}{8}$$

$$w = 0.618 + 2.40(0.030 + 0.040)$$

$$= \underline{0.786} \text{ tm/m}$$

$$M_{dl} = \frac{0.786 \times 18^2}{8} = \underline{31.8} \text{ tm-m}$$

$$f_{cs} = \frac{96500}{2590} + \frac{96500 \times 36^2}{874000} - \frac{31.8 \times 10^5 \times 36}{874000}$$

$$f_{cs} = \underline{49} \text{ kg/cm}^2$$

6. Cálculo de  $C_1$

De la fig 6 :  $C_1 = 15.6$

7. Cálculo de la pérdida por flujo del concreto

$$I_c = f_{cs} C_1 = 49 \times 15.6 = \underline{765} \text{ kg/cm}^2$$

## EJEMPLO ①.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

### 8.- Cálculo de la pérdida por contracción del concreto

De la Fig 7:  $L_s = \underline{\underline{1010 \text{ kg/cm}^2}}$   
total

### 9.- Factor de corrección de la pérdida por contracción

Suponiendo que la edad del concreto es 24 horas cuando se aplica el pretensado:

De la Tabla 2: factor de corrección = 0.92

$$L_s = 0.92 \times L_s = 0.92 \times 1010 = \underline{\underline{928 \text{ kg/cm}^2}}$$

### 10. Determinación del coeficiente $\alpha$

$$L_c + L_s = 765 + 928 = \underline{\underline{1693 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\frac{L_c + L_s}{f_{py}} = \frac{1693}{16200} = 0.0105$$

$\frac{f_s}{f_{py}}$ ,  donde  $f_s$  es el esfuerzo en el acero después de que el esfuerzo inicial ha quedado (si que)

## EJEMPLO ①. - CALCULO DE ② PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

reducido por las pérdidas instantáneas y las reducidas.

$$f_s = f_{si} - (200 + 350)$$

$$= 13300 - 1050 = 12250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_s}{f_{py}} = \frac{12250}{16200} = 0.75$$

De la Tabla 3:  $\alpha = \underline{\underline{0.050}}$

11. Cálculo de la pérdida por

$$L_r = \alpha f_{py}$$

$$L_r = 0.050 \times 16200 = \underline{\underline{810}} \text{ kg/cm}^2$$

12. Pérdida diferida total

$$L_d = L_c + L_s + L_r = 765 + 928 + 810$$

$$L_d = \underline{\underline{2503}} \text{ kg/cm}^2$$

(sigue)

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

## PERDIDA TOTAL

$$L = L_i + L_d$$

$$= 643 + 2503 = \underline{\underline{3140}} \text{ kg/cm}^2$$

En o/o, respecto al esfuerzo  
micial  $f_{si}$

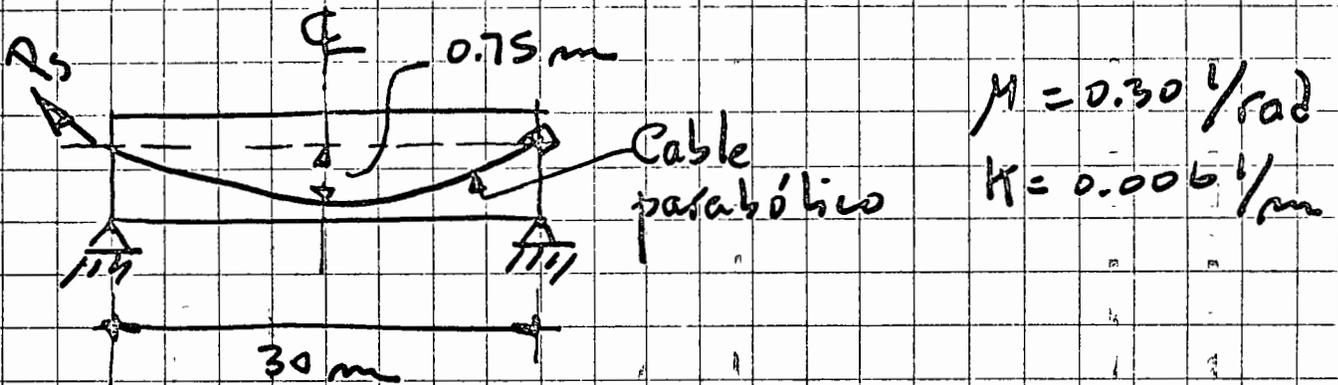
$$\frac{3140}{13300} = \underline{\underline{0.24}}$$

Ejemplo 2.- Cálculo de pérdidas por fricción en una viga postensada simplementeapoyada

El cambio angular  $\alpha$  es igual al ángulo entre las tangentes al tendón en el extremo y el centro de la viga. Este ángulo expresado en radianes puede suponerse aproximadamente igual a su tangente. El valor de esta tangente se determina fácilmente con base en las propiedades de la parábola. Como longitud del cable se tomó su proyección horizontal.

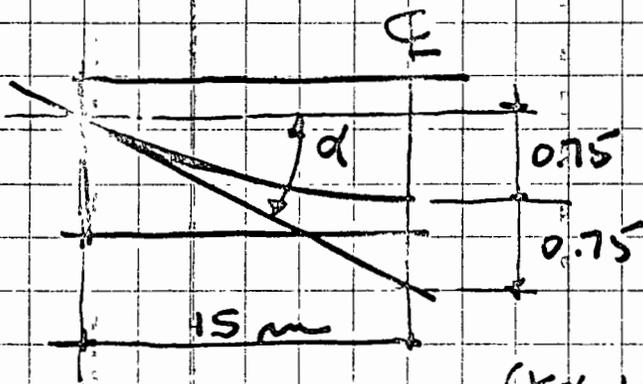
# EJEMPLO 2. - CALCULO DE PERDIDAS POR FRICION EN UNA VIGA POSTENSADA SIMPLEMENTE APOYADA

## DATOS



Encontrar la relación entre la fuerza  $P_x$  disponible a la mitad del claro y la fuerza  $P_s$  aplicada en el gato.

## Solucion



$$P_s = P_x e^{(Kx + M\alpha)} = P_x e^{\alpha}$$

$$\alpha = \tan \alpha = \frac{1.50}{15} = 0.10$$

## EJEMPLO 2. - CALCULO DE PERDIDAS ② POR FRICCION EN UNA VIGA POSTENSADA

$$\phi = kx + \mu\alpha = 0.006 \times 15 + 0.30 \times 0.10$$
$$= 0.090 + 0.030 = 0.12$$

$$e^{\phi} = 2.718^{0.12} = 1.12$$

$$P_s = P_y (1.12)$$

$$P_f = \underline{\underline{0.89 P_s}}$$

∴ La pérdida de esfuerzo  
debida a fricción es 11.0%

Ejemplo 3.- Cálculo de pérdidas por fricción en una viga postensada continua

El tendón del ejemplo está formado por tramos rectos y tramos con trayectoria circular de radio de curvatura dado. Como los cambios angulares correspondientes a los tramos curvos son pequeños, su valor en radianes puede estimarse a partir de la tangente del medio ángulo en la forma indicada.

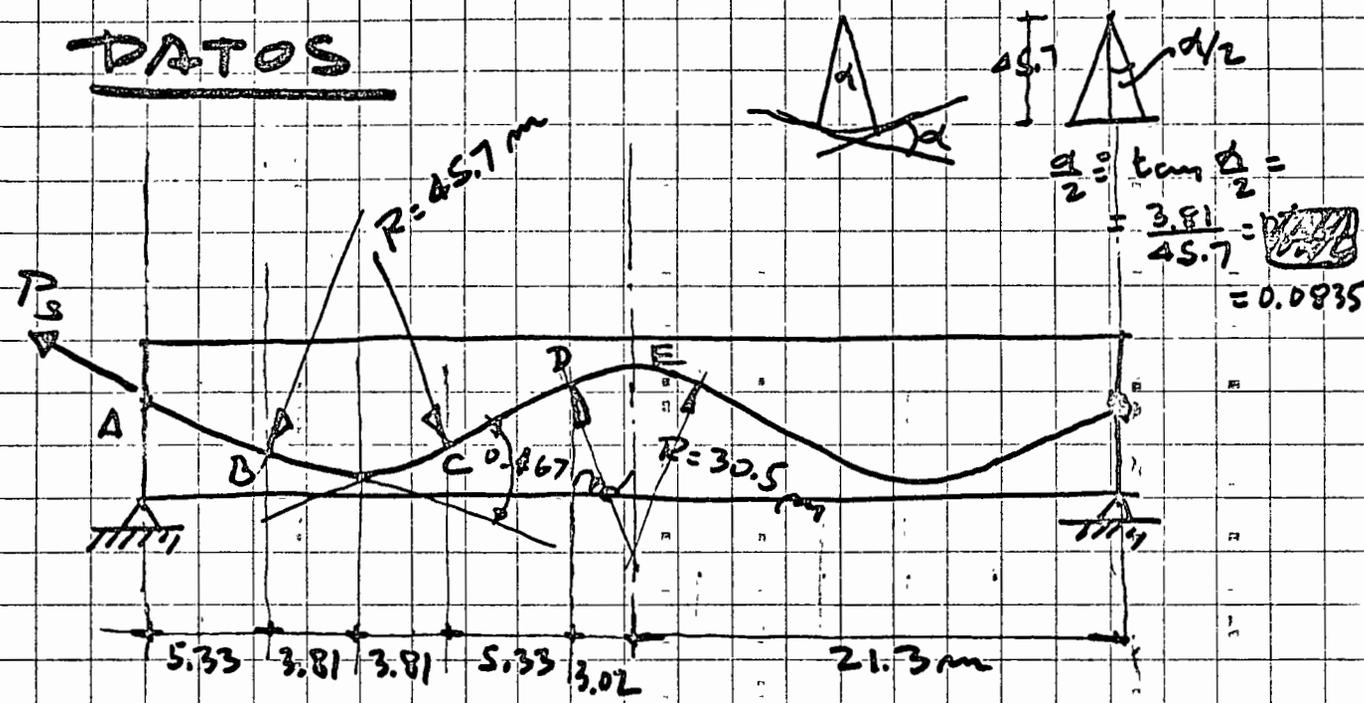
Los cálculos de las pérdidas se presentan en forma tabular. Se determinó la pérdida parcial correspondiente a cada uno de los tramos. Así la columna 6 proporciona la relación entre las fuerzas al final y al principio del tramo. La columna 7 da la relación entre la fuerza al final del tramo y la fuerza  $P_S$  en A, donde se aplica el gato.

Cada uno de los valores de la columna 7 se obtienen multiplicando el valor anterior por el valor de la columna 6 correspondiente al tramo en cuestión.

La variación de las pérdidas a lo largo del tendón se muestra gráficamente.

**EJEMPLO 3.- CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION EN UNA VIGA POSTENSADA CONTINUA**

**DATOS**



$M = 0.4 \text{ l/rad} \quad ; \quad k = 0.0026 \text{ l/m}$

Calcular el porcentaje de pérdida por fricción de A a E

**SOLUCION**

$P_s = P_x e^{(kx + \mu \alpha)}$

$P_x = P_s e^{-(kx + \mu \alpha)}$

(Sigue)

### EJEMPLO 3.- CALCULO DE PERDIDAS <sup>(2)</sup> POR FRICCIÓN EN UNA VIGA POSTENSADA CONTINUA.

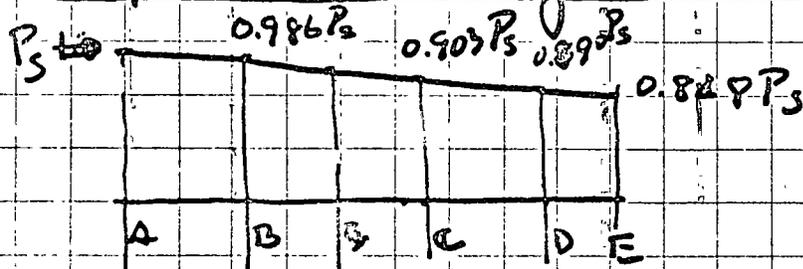
Segmento	(1) Longitud (L)	(2) kL	(3) $\alpha$	(4) MA	(5) kL + MA
AB	5.33	0.012	0	0	0.012
BC	7.62	0.020	0.167	0.067	0.087
CD	5.33	0.012	0	0	0.012
DE	3.02	0.008	0.100	0.040	0.048

(6)  $-(kL + MA)$   
e

(7) Fuerza al final de cada tramo

AB	0.986	0.986 P <sub>s</sub>
BC	0.916	0.903 P <sub>s</sub>
CD	0.986	0.996 P <sub>s</sub>
DE	0.953	0.848 P <sub>s</sub>

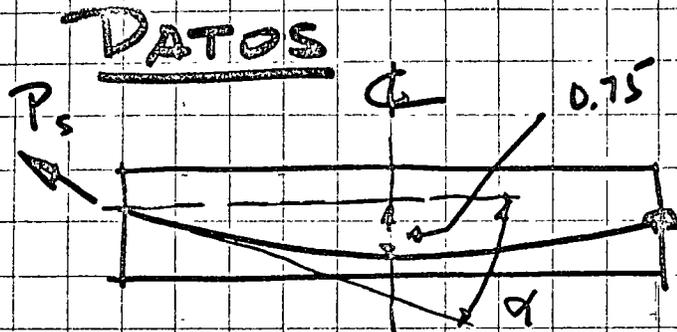
Representación gráfica de pérdidas



Ejemplo 4.- Determinación del efecto de la deformación del anclaje.

Los datos del ejemplo son iguales a las del ejemplo 2. Se supone conocido el esfuerzo en el centro del claro. La deformación del anclaje es tal que se tiene el caso II, de manera que el efecto del corrimiento del anclaje sí se nota en la sección central. Cuando el efecto no es importante, como sucede en este caso, se puede compensar por medio de un sobretensado de manera que el esfuerzo disponible, después de realizado el anclaje, sea el deseado.

## EJEMPLO A. - DETERMINACION DEL EFECTO DE LA DEFORMACION DEL ANCLAJE



$$d = 1.25 \text{ cm}$$

$$F_s = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{CL} = 11500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.30 \text{ /rad}$$

$$\Rightarrow k = 0.006 \text{ /m}$$

$$\alpha = 0.10 \text{ rad}$$

(Ver ejemplo 2)

Determinarse el ~~esfuerzo~~ efecto de la deformación  $d$  del anclaje suponiendo conocido el esfuerzo  $f_{CL}$  al centro del claro.

## SOLUCION

$$f_0 = f_{CL} e^{\phi}$$

$$\phi = \mu \alpha + \frac{kL}{2} = 0.006 \times 15 + 0.30 \times 0.10$$

$$= 0.12$$

$$e^{\phi} = 1.12$$

$$\beta = \frac{2 f_{CL} (e^{\phi} - 1)}{L} = \frac{2 \times 11500 \times 0.12}{30 \text{ m}} = 0.92 \frac{\text{kg/cm}^2}{\text{cm}}$$

## EJEMPLO 4. - DETERMINACION DEL ② EFECTO DE LA DEFORMACION DEL ANCLAJE

$$\gamma = \sqrt{\frac{\Delta F_s}{\rho}} = \sqrt{\frac{1.25 \times 1.9 \times 10^6}{0.92}}$$

$$= 1610 \text{ cm} > 1500 = \frac{L}{2}$$

$\therefore$  se tiene el Caso II

Pérdida de pres. hierro al centro del claro:

$$\Delta f = \frac{L}{f} = 2 \beta \left( \gamma - \frac{L}{2} \right)$$

$$= 2 \times 0.92 (1610 - 1500)$$

$$= 203 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo al centro del claro después del anclaje:

$$f_{cl} = 11500 - 203 = \underline{\underline{11297 \text{ kg/cm}^2}}$$

REFERENCIAS

- 1.- ACI-ASCE Joint Committee 323, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete", Journal of the ACI, Detroit ( ene 1958 )
- 2.- "PCI Design Handbook", Prestressed Concrete Institute, Chicago (1971)
- 3.- "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit (1972)
- 4.- N. Khachaturian y G. Gurfinkel, "Prestressed Concrete", Mc Graw Hill, Nueva York ( 1969 )
- 5.- T.Y. Lin, "Diseño de estructuras de concreto presforzado", 1a. edición en español de la 2a. edición en inglés, CECSA, México (1969)
- 6.- J. R. Libby, "Modern Prestressed Concrete", Van Nostrand, Nueva York (1971)
- 7.- R. Lasso, "Procedimientos de construcción de puentes", México (1964)
- 8.- "Seminario de concreto presforzado", Colegio de Ingenieros Civiles, México (1963)

TABLA 1.- COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TENDONES POSTENSADOS

(Tendones en ductos metálicos sin sustancias lubricantes)

	K	<i>M</i>
Tendones de alambres paralelos	0.003 - 0.005	0.15 - 0.25
Torones de 7 alambres	0.002 - 0.007	0.15 - 0.25

TABLA 2.- FACTORES DE REDUCCION PARA PERDIDAS DE CONTRACCION

Tiempo después de terminado el curado, días	1	3	5	7	10	20
Factor	0.92	0.85	0.80	0.78	0.73	0.64

Tabla 3.- PERDIDA DE PRESFUERZO DEBIDA A RELAJACION DEL ACERO

$L_r = \alpha f_{py}$  = Pérdida de presfuerzo debida a relajación del acero

$$f_{py} = 0.85 f_{pu}$$

$\alpha$  = Coeficiente de la tabla

$f_s$  = Esfuerzo remanente en el acero después de que la tensión inicial ha sido reducida por la relajación del acero desde el momento de tensado hasta el momento en que se efectúa la transferencia y por las pérdidas instantáneas.

$L_c + L_s$  = Suma de las pérdidas por flujo y por contracción

## VALORES DE

$\frac{L_c + L_s}{f_{py}}$	$f_s/f_{py}$							
	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.92
0.02	0.026	0.042	0.059	0.078	0.097	0.118	0.139	0.162
0.04	0.021	0.036	0.053	0.071	0.090	0.110	0.131	0.154
0.06	0.016	0.031	0.047	0.064	0.083	0.103	0.124	0.146
0.08	0.011	0.025	0.041	0.058	0.076	0.096	0.116	0.138
0.10	0.006	0.020	0.036	0.052	0.070	0.089	0.109	0.130
0.12	0.002	0.016	0.030	0.047	0.064	0.082	0.102	0.123
0.14		0.011	0.026	0.041	0.058	0.076	0.095	0.116
0.16		0.007	0.021	0.036	0.053	0.070	0.089	0.109
0.18		0.004	0.017	0.032	0.048	0.065	0.083	0.103
0.20			0.013	0.027	0.043	0.059	0.077	0.096
0.22			0.010	0.023	0.038	0.054	0.072	0.091
0.24			0.006	0.020	0.034	0.050	0.067	0.085

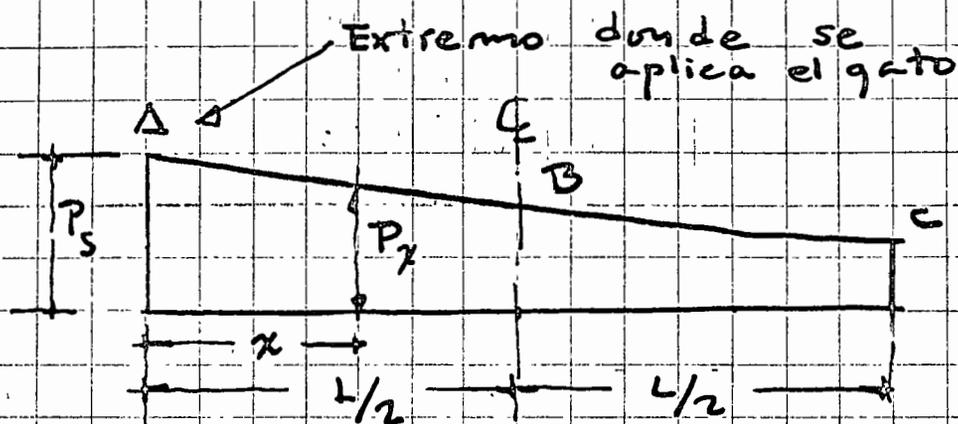
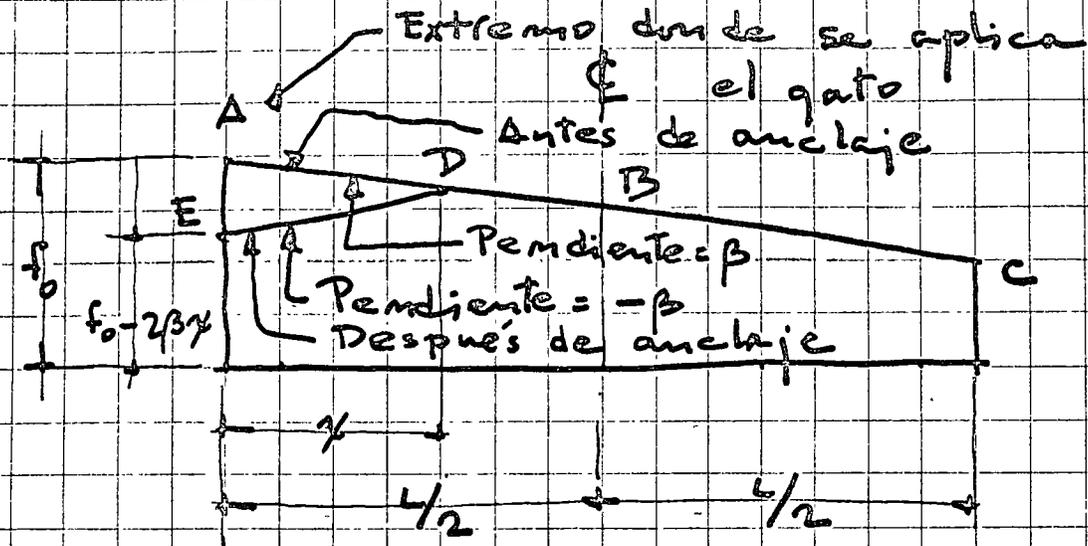
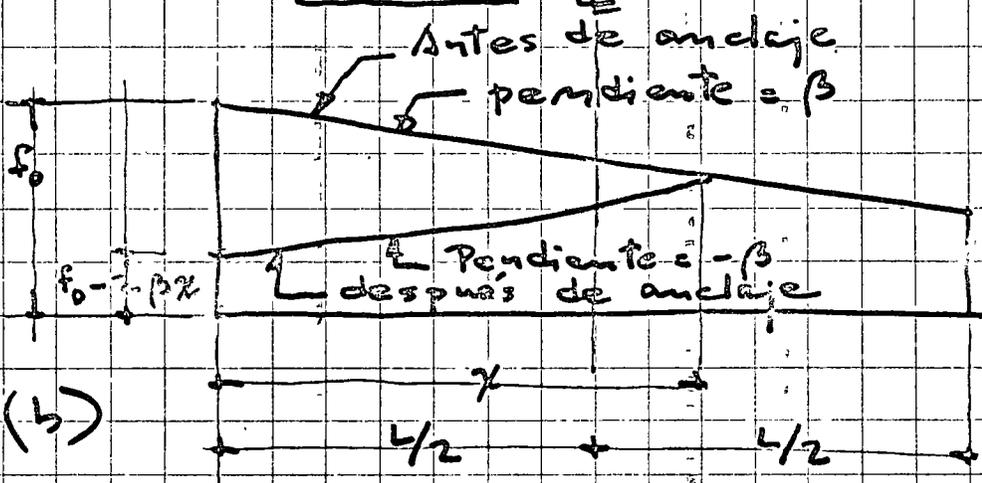


Fig. ① Variación en la fuerza de presfuerzo en un tendón pretensado desde un extremo



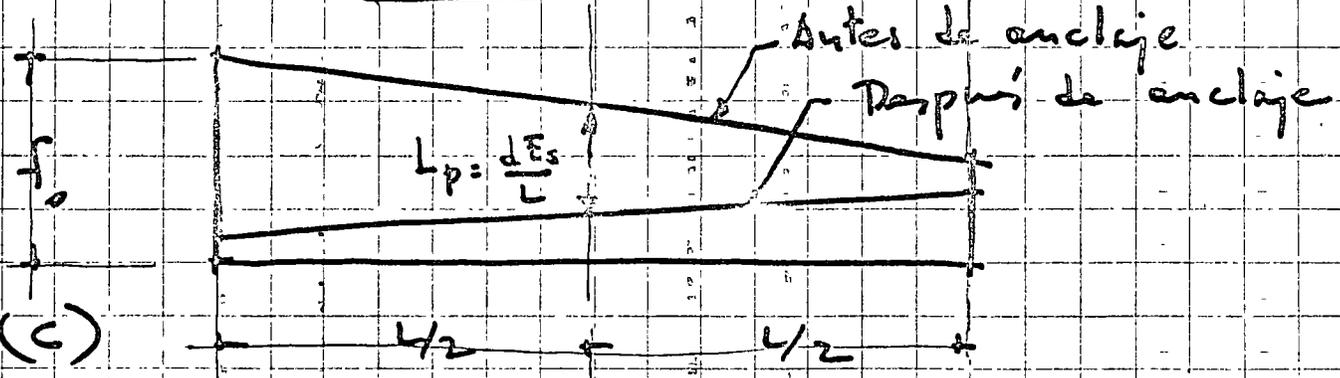
(a)

Caso I



(b)

Caso II



(c)

Caso III

Fig 2. - Variación en el esfuerzo en un tendón pretensado, antes y después del anclaje

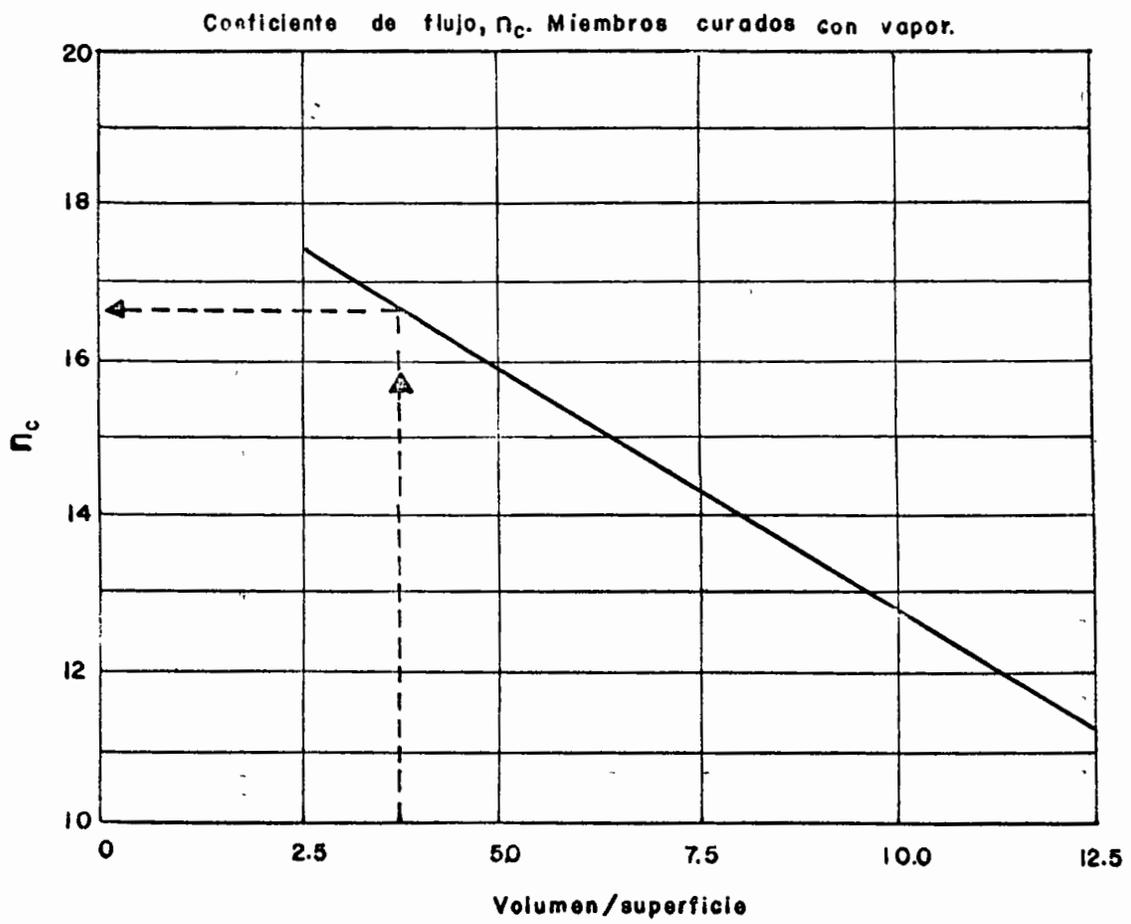
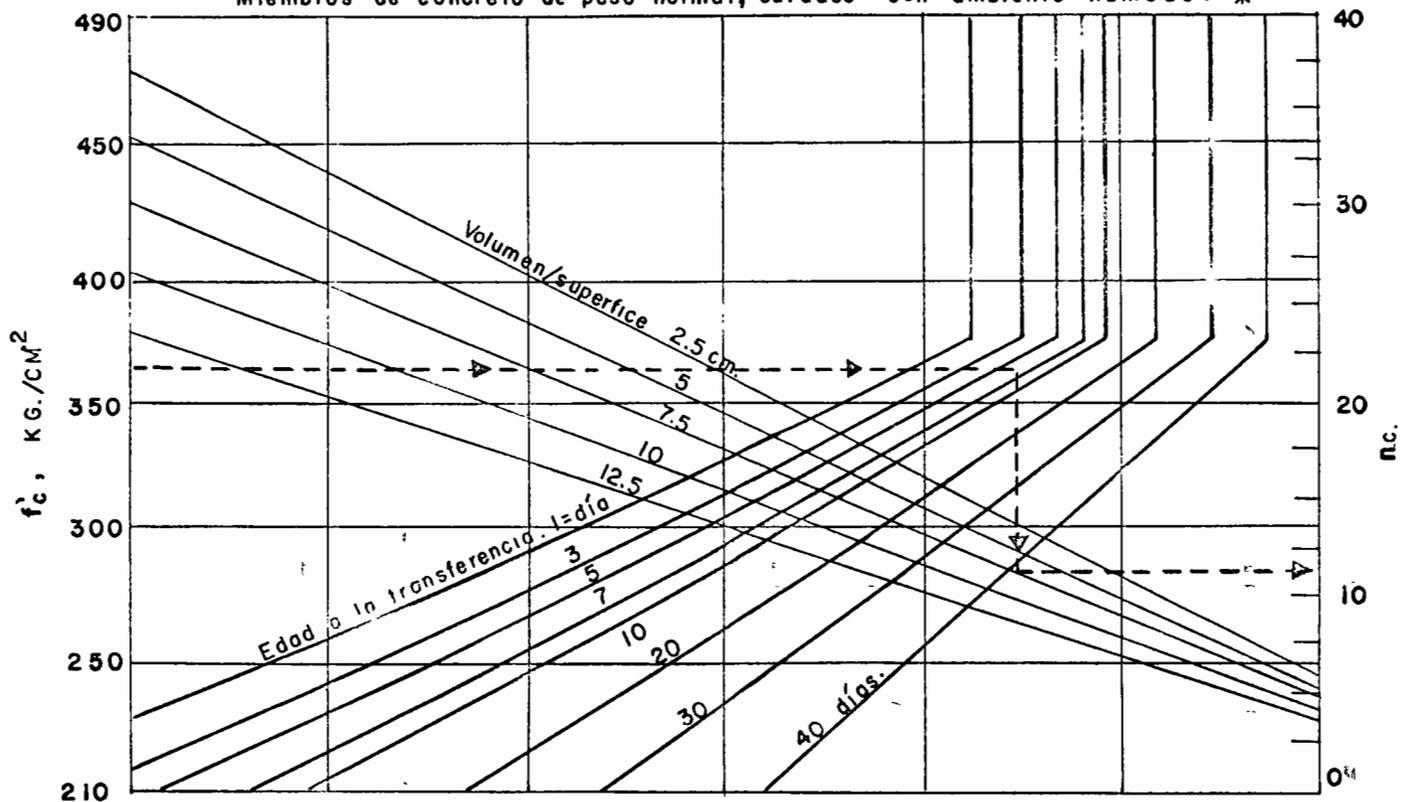


Fig ③

**Coefficiente de flujo  $n_c$ .**

Miembros de concreto de peso normal, curados con ambiente húmedo. \*



\* Basados sobre un curado en ambiente húmedo de 7 días

Fig (4)

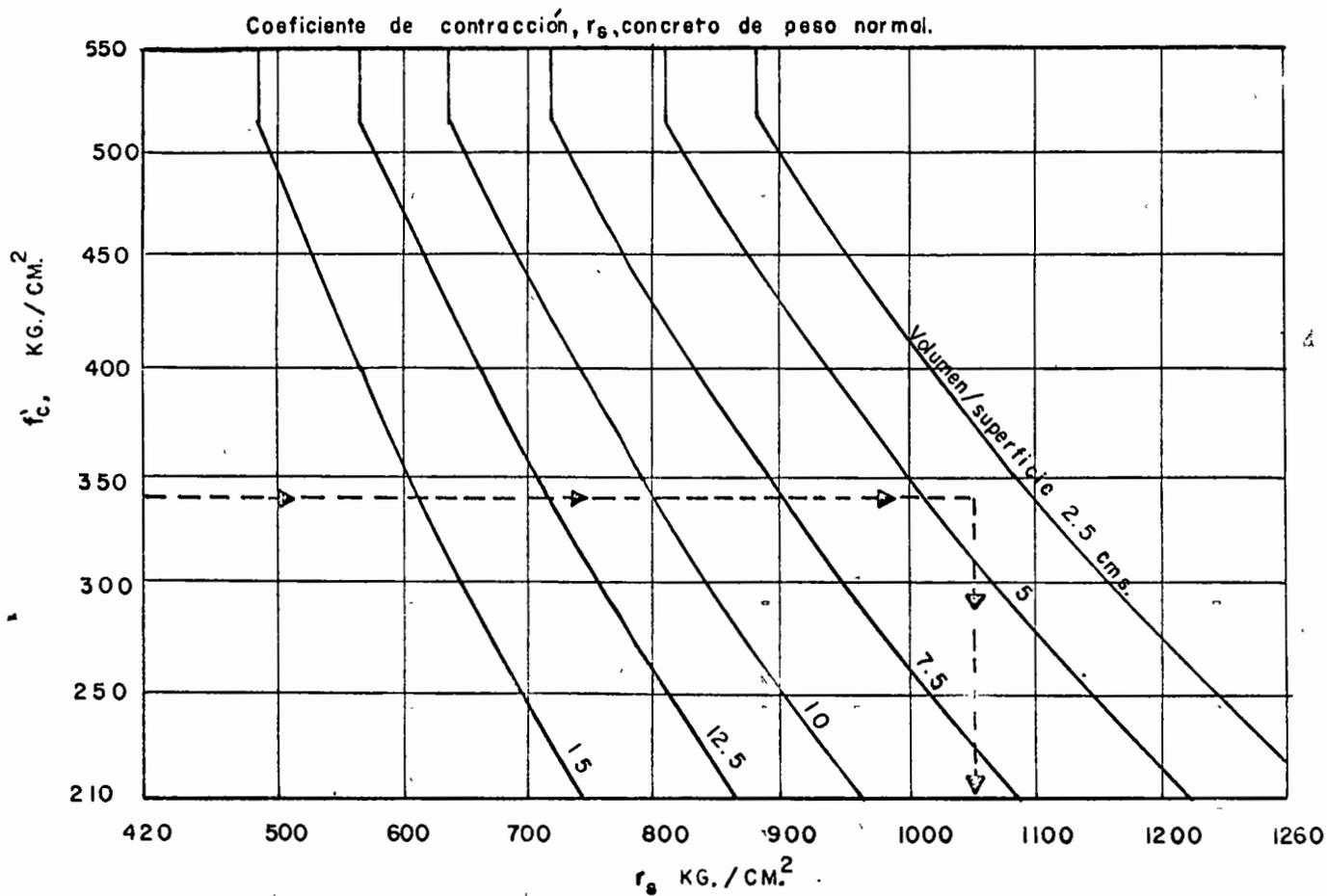


Fig (5)

Coefficientes para determinar las pérdidas debido al flujo,  $L_c$

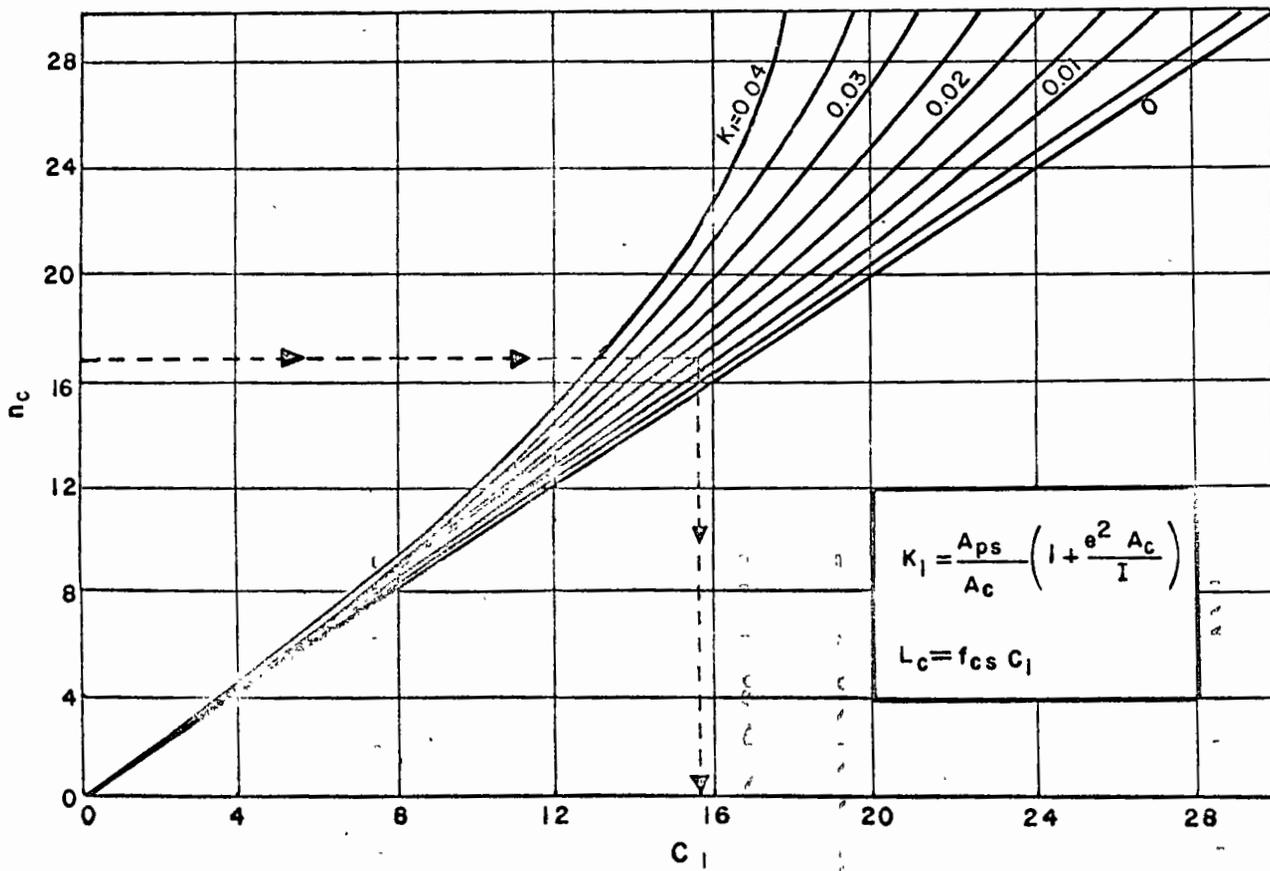


Fig (6)

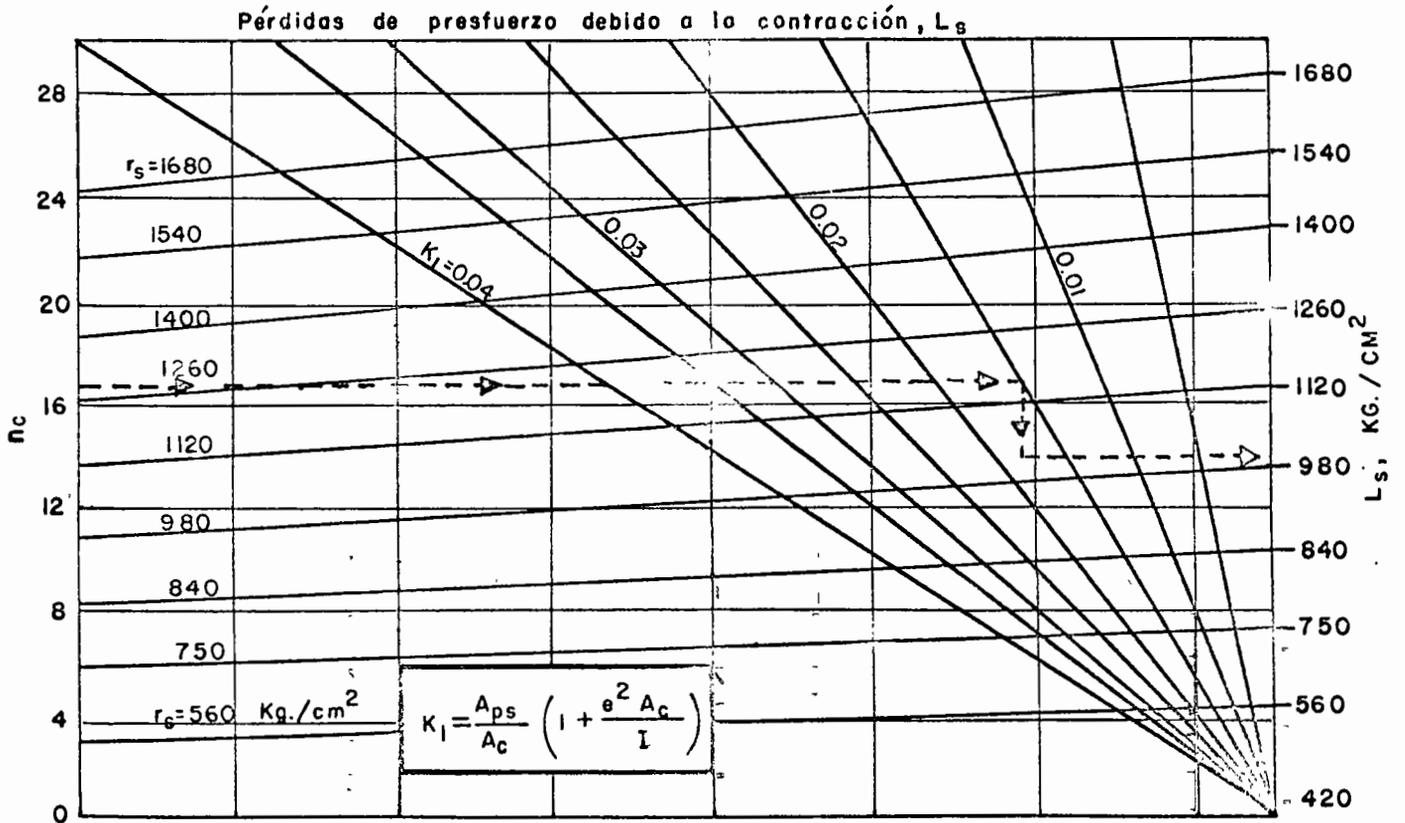


Fig ⑦



## ACERO Y SOLDADURA, SU IMPORTANCIA EN LA EDIFICACION. DISTINTAS

### TECNICAS DE SU APLICACION.

#### CONTROL DE CALIDAD.

##### 1. - Prólogo.

Trataremos de dar en esta sesión una idea del tema que antecede, enfocandolo desde el punto de vista que interesa al Supervisor o al Residente de una obra; es decir, desde el punto de vista totalmente práctico. Lograr ésto no es una tarea fácil, pues de hecho se requiere del entendimiento previo sobre el comportamiento teórico de algunos elementos estructurales de acero, así como del conocimiento básico de las técnicas de soldadura más comunes que se emplean en las estructuras. Sin embargo se darán referencias técnicas y notas anexas tomadas de libros que tratan dichos temas como "Lecturas Complementarias" que eventualmente podran servir su propósito de facilitar la labor de profundizar conocimientos sin necesidad de investigar bibliografías pertinentes, normalmente difíciles de hallar en el momento de necesitarlas.

Hablaremos primeramente de estructuras en las cuales los elementos resistentes están formados totalmente de acero, soportando desde luego, (losas) pisos, techos y muros de distintos materiales. Posteriormente, trataremos de aquellos casos en donde algunos elementos de acero (trabes, columnas, armaduras), llegan a estructuras de concreto y mamposterías diversas. En ambos casos, se expondrá el problema "soldadura" cuanto ésta se efectúa en el campo, así como tambien las conexiones de elementos de acero a base de tornillos estructurales estandar y de alta resistencia, y sobre la forma de llevar un adecuado control de calidad de ambos tipos de conexiones. Por último, trataremos el caso de unir elementos tales como losas precoladas de concreto (simple, ligero o preesforzado), paneles de asbesto, paneles de lámina, etc.

a elementos estructurales de acero, así como también el caso de la unión de dichos elementos a estructuras de acero y concreto existentes, (ampliaciones, refuerzos, etc. de contrucciones).

## 2. - Las Estructuras Metálicas en el Campo.

En esta fase contemplamos una estructura metálica ya diseñada y fabricada que nos llega al lugar de la obra normalmente sobre una plataforma remolcada por un tractor, o sea, en los ya conocidos "trailers". La primera operación a vigilar es la de descarga del material, la cual debe hacerse tanto en el lugar adecuado como en forma tal de no dañar la estructura o de producirles "esfuerzos de montaje" altos.

Pocas en realidad son las estructuras que traen preparadas ya las "orejas" o lugares de los cuales se deba manejar por la grúa, y es por este motivo que el Ingeniero Residente de la Obra debe ser cuidadoso al ordenar esta operación.

Es recomendable manejar a los elementos estructurales en las operaciones de descarga y en las de montaje de puntos estratégicos tales como "nudos" en el caso de armaduras, y abrazando a toda la viga o columna con estobos de cable, a los tercios del claro, y de ser posible, sobre todo, tratándose de piezas esbeltas, con la ayuda de un dispositivo auxiliar que hace las veces de puntal entre los extremos del cable, para eliminar la componente axial de compresión del miembro izado. (figs. 1, 2 y 3).

Como uno de los factores que más afecta el costo de una estructura de acero es la mano de obra tanto de su fabricación como de su montaje, es importante el ordenar la secuencia de su fabricación y montaje en forma tal, que el trabajo proceda en forma continua sin interrupciones. En cuanto al montaje toca, una obra bien organizada produce menores costos y tiempos de ejecución, de modo que las operaciones posteriores al montaje de la estructura metálica (colado de losas, instalaciones, protección

contra el fuego, etc), puedan ejecutarse inmediatamente despues de ir terminando parcialmente con secciones de la estructura.

Con el objeto de disminuir al máximo los acarreos y el manejo del material dentro de la obra, debe descargarse éste lo más cerca posible del lugar donde quedará instalado finalmente, desde luego, teniendo cuidado de no obstaculizar el tránsito de montacargas, grúas, móviles y equipo menor que deba movilizarse en el interior de la obra. Por este motivo conviene contar en lo posible con una grúa-torre localizada en el exterior de la obra, pero en puntos tales que pueda alcanzar todas las areas de la construcción mediante cortos desplazamientos de la torre. Si se cuenta solo con plumas o grúas del tipo "derrick", conviene ubicarlas éstas al centro de la construcción procediendo con el montaje de las columnas exteriores en la periferia primero, las traveses y vigas que las ligan despues, de modo de ir avanzando hacia el centro. Luego habrá necesidad de izar las plumas o grúa derrick al (los) nivel (es) superior (es) para proseguir con la misma secuencia.

Las estructuras metálicas rara vez requieren de obras falsas para su montaje, y de hecho así deben planearse desde su proyecto. Sin embargo ocasionalmente requieren de soportes temporales como es el caso de algunos puentes de grandes claros. Cuando esto acontezca, conviene utilizar (de ser posible) parte de la misma estructura para estos soportes. De ser así, debe ponerse especial cuidado en no sobrecargar los elementos utilizados temporalmente como soportes auxiliares, así como en contravenirlos adecuadamente (fig. 4).

Los planos de montaje pueden pedir que las conexiones de la estructura sean soldadas de campo o bien atornilladas. El remachado de campo es ya poco usado, ya que ha sido reemplazado con grandes ventajas por el uso de tornillos de alta resistencia.

En el caso de conexiones soldadas de campo deberán colocar las vigas y traveses primeramente sobre asientos o ménsulas antes de soldarlas a las columnas.

Dichos asientos o ménsulas vendrán soldados de taller a las columnas con agujeros previstos para los tornillos provisionales de montaje.

Resulta ventajoso realizar las soldaduras de campo en la posición plana ó hacia abajo, evitando en lo posible las soldaduras sobre cabeza. En ocasiones se han utilizado exitosamente "clips" provisionales para sujetar las partes a soldar en su posición correcta.

Una técnica empleada con acierto, sobre todo, en el caso del montaje de marcos rígidos soldados, consiste en realizar las soldaduras de campo sobre el peso y una vez soldado el marco, levantarlo en una sola pieza con el auxilio de grúas y plumas. A veces, cuando se trate de marcos de excepcional tamaño, conviene más completar la operación de soldado, una vez levantados los marcos (en el aire), para evitarse la difícil operación de "voltear" el marco del otro lado y completar la soldadura sobre el piso.

Un tipo de estructura metálica que día a día gana más aceptación por su rapidez de ejecución, limpieza y economía, es aquella que se forma mediante elementos de carga (vigas, trabes, largueros y columnas) de acero y sistemas de piso o techo a base de lámina de acero, formada en frío según diferentes tipos de corrugaciones que le dan su resistencia. Esta lámina puede inclusive soportar losas de concreto reforzado haciendo participar a ésta en su trabajo de conjunto con las trabes de acero en la llamada "construcción compuesta", <sup>en estos casos, la lámina proporciona parte del área de acero requerida</sup> por la losa, y su calibre es tal que sirve al mismo tiempo de cimbra para colar la losa.

En este tipo de construcción, es importante supervisar la colocación de la lámina sobre las trabes y la soldadura de los correctores de cortante al patín de compresión de las trabes, pasando a través de la lámina.

Mañana adelante en estas notas, se podrán encontrar métodos de control de la construcción soldada, y recomendaciones a observar en las soldaduras de campo.

Cuando las estructuras metálicas se montan en el campo exclusivamente mediante tornillos, ya sea simples o de alta resistencia, se logran economías sumamente interesantes, así como tiempos de ejecución sorprendentemente bajos. Desde luego que este tipo de estructuras requiere de un mayor control de calidad en el taller y de una minuciosa elaboración de su ingeniería, ya que dado que todos los elementos estructurales contienen los barrenos necesarios para su ensamblaje a otras piezas, éstos deben de coincidir perfectamente en el campo con sus respectivos agujeros en los elementos conectantes. Las modificaciones de éstos en el campo resultan costosas y en ocasiones de calidad deficiente.

Los tornillos estructurales A-307 tienen aproximadamente la misma resistencia que los remaches A-141, en las conexiones, pero su colocación, como es obvio suponer, es mucho más simple que éstos últimos. Bastan un par de llaves de tuercas para colocarlos, apretándolos normalmente, como cualquier tornillos común, hasta donde lo pueda hacer un hombre de corpulencia normal con éstas llaves, llamadas también "Llaves de Cola". Es importante seguir las indicaciones de los planos para su colocación, utilizando los tornillos especificados en diámetro y longitud.

Cuando se especifique utilizar en las conexiones tornillos estructurales de alta resistencia, A-325, o los menos comunes, A-490, la supervisión de su colocación requiere de mayor control en virtud de que dichos tornillos trabajan como se sabe, a base de desarrollar una alta tensión inicial mediante el apriete de la tuerca. Cuando el tornillo alcanza su carga de prueba, aprieta tanto a las partes que une, que hace que se desarrolle entre ellas una fuerza de fricción lo suficientemente alta como para --- transmitir la carga que dichos tornillos pudieren desarrollar por cortante (al entrar el vástago en contacto con las paredes del agujero) sin que ocurra un deslizamiento -- entre las placas. En otras palabras, la conexión queda tan rígida, que por fricción

transmite las cargas gracias al apriete de los tornillos, aunque previendo la presencia de agentes lubricantes en la junta y de imperfecciones en la planeidad de estas -- que demeriten el contacto de las partes, se supone que en la junta las cargas se transmiten por cortante a través de los vástagos de los tornillos. Este "factor de seguridad" favorece el comportamiento estructural, particularmente cuando las estructuras están sometidas a cargas dinámicas.

El beneficio de las juntas atornilladas con tornillos de alta resistencia se vé palpablemente cuando los tornillos trabajan principalmente a tensión, con lo cual se ahorra en la conexión en sí en múltiples aspectos. Comparemos los siguientes casos (fig. 5) de una conexión para transmitir carga axial, cortante y momento:

En la fig. 5-a, se muestra una conexión a base de tornillos estructurales de alta resistencia trabajando por cortante, mientras que en la fig. 5-b, la conexión se logra a base de los mismos tornillos trabajando a tensión.

Puede observarse que mientras en la primera el número de tornillos es alto y existe reducción de área en los patines por virtud de los agujeros, en la segunda su simplicidad es definitiva. Además de que el trabajo de taller es menor en la segunda por haber menos barrenos, menos soldaduras y menos partes, el trabajo en el campo es notoriamente más simple.

En cuanto al control de calidad de estas juntas atornilladas, lo trataremos más adelante, pero es importante recalcar de antemano lo que antes se dijo: requieren gran cuidado de ejecución y de mayor supervisión que las conexiones remachadas o con tornillos estandar.

Un caso que se presenta con relativa frecuencia es el de elementos estructurales de acero que llegan a conectarse a estructuras de concreto. Las conexiones de dichos elementos no presentan mayor problema cuando se trata de construcciones dentro del

concreto, a los cuales llegarán los elementos de acero; sin embargo, la situación cambia cuando se trata de "ampliaciones", "refuerzos", o "modificaciones", a estructuras de concreto existentes, a las que hay que acondicionar para recibir los elementos de una estructura metálica.

En el primero de los casos existen principalmente dos alternativas que son la de dejar placas de acero a rás de los elementos de concreto listas para recibir los elementos de acero con soldadura. Dichas placas deberán, desde luego, llevar soldadas barras de anclaje que quedarán ahogadas dentro del concreto; tal fué por ejemplo el caso de las armaduras que soportan el techo del Estadio Azteca, en la Ciudad de México. (fig. 6).

Las cargas que los elementos metálicos transmiten a las placas ahogadas en el concreto, son distribuidas por las anclas soldadas a ellas a la masa de concreto.

La otra alternativa, mas simple de ejecutar en campo, es la de dejar anclas rosca-das ahogadas en el concreto para recibir placas de acero perforadas, y fijarlas por medio de tuercas (fig. 7).

Hay que hacer notar sin embargo que la operación de localizar estas anclas con precisión en el concreto, no es del todo fácil de lograr y que muchas veces requiere del uso de "plantillas" con la posición de las anclas. Una variante del método anterior consiste en dejarla a las anclas unas "camisas" hechas de tubo mecánico, para permitirles cierta holgura y movimientos de ajuste pequeños (fig. 8).

También se vuelven a encontrar en ocasiones otras soluciones más caras pero no por ello más eficientes, como por ejemplo la de "prefabricar" placas de acero con sus anclas soldadas a ella, para ahogar el conjunto en el concreto. Alineando el eje de la placa se alinearán automáticamente las anclas que llevan soldadas, (que es para lo mismo que sirven las "plantillas"), pero se corre el riesgo de que un error en lo anterior requerirá de la demolición masiva del dado de concreto que la contenga.

El otro caso de que hablabamos antes, es aquel de fijar elementos de acero a estructuras de concreto ya existentes. Cuando la demolición parcial de las partes de concreto que los vayan a recibir es posible y económica, se pueden adoptar soluciones semejantes a las recientemente descritas, relleno la parte demolida con concretos de alta resistencia con algún aditivo puzolánico para evitar sus contracciones de fraguado (por ejemplo, "embeco"). Soldar las anclas al armado existente es una -- práctica recomendable, siempre que se haga por soldadores calificados.

Si la demolición no es posible o aconsejable, se puede lograr un anclaje adecuado mediante la utilización de pernos expansores del tipo Rawlbolt, los cuales cuando se colocan correctamente pueden resistir cargas de extracción considerables (del orden de la resistencia del tornillos anclado a la tensión). Sin embargo debe considerarse la posibilidad de que al barrenar el agujero para alojar el casquillo expansor, puede uno encontrar una varilla del armado del concreto, que en ocasiones no se deben cortar. (fig. 9).

Debe procurarse por este método no realizar conexiones que resistan momento flexionante o cargas de tensión axial, de cuya falla dependa un serio desperfecto estructural, pues estos pernos expansores son susceptibles de fallar cuando no han sido colocados adecuadamente, ó bien cuando reciban cargas vibratorias, ya que en ambos casos el casquillo tiende a aflojarse y a perder adherencia con el concreto que lo confina, particularmente cuando este concreto es pobre o de baja resistencia. Un índice de esto se vé al barrenar el concreto. Si esta operación se hace relativamente fácil y con mucho desprendimiento de polvo, se está barrenando casi con seguridad un concreto de pobre resistencia.

A continuación mostramos algunos detalles de conexiones "articuladas" recomendables con este tipo de sujetadores. (figs. 10, 11 y 12).

### 3. - Control de Calidad.

#### a) Tolerancias en las Estructuras de Acero.

Como es de esperarse, existen variaciones en las dimensiones generales de una estructura metálica, respecto a las dimensiones teóricas de la misma, de acuerdo con los planos de montaje. A menos de que se especifique lo contrario, tales variaciones se consideran que quedan dentro de los límites de la buena práctica cuando no excedan los efectos acumulados de las holguras detalladas de montaje y de fabricación de las partes terminadas, permitidas en la sección 1.23.8 de las Especificaciones A.I. S.C., para el Diseño, Fabricación, y Montaje de Acero Estructural para Edificios, que se anexa a estas notas.

#### b) Soldaduras de Campo.

El objetivo principal de cualquier procedimiento de soldadura es el de unir las piezas según se requiera, con la soldadura mas eficiente que sea posible, y al menor costo posible. "Según se requiera", quiere decir que el tamaño y calidad de soldadura deben ser consistentes con los requerimientos de servicio. Las precauciones excesivas que se tomen para obtener una calidad mucho mayor que las necesarias, de acuerdo con los requisitos de servicio reales, no tienen sentido práctico y si encarecen su realización sin reportar beneficios autenticos. Por tal motivo los procedimientos de inspección de soldaduras, deben por ejemplo no requerir se corrija alguna pequeña socavación o defectos radiográficos insignificantes, tales como porosidades pequeñas muy esparcidas e inclusiones minúsculas de escorias en la soldadura, a menos de que mediante la realización de estudios sumamente completos se demuestre que para esa estructura en particular, tales defectos no deben de tolerarse por condiciones de servicios especiales.

Estas notas incluyen algunos extractos de normas que controlan la calidad de soldaduras, a las cuales se refiere al lector para su consulta.

c) Conexiones con Tornillos de Alta Resistencia.

Como decíamos al principio de estas notas, en las conexiones atornilladas que utilizan los tornillos de alta resistencia, es importante controlar su instalación adecuada. Se anexa para este fin una copia de las "Especificaciones para Conexiones que Utilizan Tornillos ASTM-A-325 ó A-490", en las cuales el punto 5 cubre por completo este aspecto.

Desde el punto de vista práctico, se recomienda utilizar el método del "Giro de la Tuerca" por su simpleza.

4. - Unión de Elementos Varios a las Estructuras Metálicas.

Como última parte de estas notas, se ilustrarán por medio de figuras algunos detalles prácticos para unir elementos varios a miembros de estructuras metálicas. Debe hacerse notar que no se pretende con esto dar una solución definitiva para cada caso, ya que ante todo está el criterio ingenieril que deba prevalecer en ellos, sino que simplemente se presentan como sugerencias susceptibles de modificarse. (figs. 13, 14, 15, 16 y 17).

Esfuerzos permisibles para soldaduras (AISC 1969)

TABLA 1.5.3 (AISC)

TIPO DE ESFUERZO	ESF. PERM. (Kg/cm <sup>2</sup> )	ELECTRODO REQUERIDO <sup>4</sup>	METAL BASE "AFIN" <sup>4</sup>
Tensión y compresión axial paralela al eje de cualquier soldadura de ranura (a tope) de penetración completa.	El mismo que el del metal base <sup>1</sup>		
Tensión perpendicularmente a la garganta efectiva de soldaduras de ranura (a tope) de penetración completa.	El esfuerzo permisible a la tensión del metal base <sup>1</sup>		
Compresión perpendicularmente a la garganta efectiva de soldaduras de ranura (a tope) de penetración completa.	El esfuerzo permisible a la compresión del metal base <sup>1</sup>		
Cortante en la garganta efectiva de soldaduras de ranura (a tope) de penetración completa o parcial.	El esfuerzo permisible al corte en el metal base <sup>1</sup>		
Cortante en la garganta efectiva <sup>2</sup> de soldaduras de filete, independientemente de la dirección de aplicación de la carga.	1265 Kg/cm <sup>2</sup>	Electrodos AWS A5.1, E-60XX Electrodos combinados con fundente AWS A5.17, F6X-EXXX Electrodos A5.20, E60T-X	A500 Grado A A570 Grado D
Tensión perpendicularmente <sup>3</sup> al eje de la garganta efectiva de una soldadura de ranura (a tope) de penetración parcial. Cortante en el área efectiva de una soldadura de tope o de ranura. Los esfuerzos permisibles que se especifican se aplicarán también a soldaduras hechas con los electrodos indicados sobre un acero con un esfuerzo de cedencia mayor que el del metal base "afin". El esfuerzo permisible, independientemente de la clasificación del electrodo empleado, no excederá del que se indica en la tabla para el metal base "afin" más débil que se emplee en la junta.	1480 Kg/cm <sup>2</sup>	Electrodos AWS A5.1 ó A5.5, E-70XX Electrodos combinados con fundente AWS A5.17, F7X-EXXX Electrodos AWS A5.18, E70S-X ó E70U-1 Electrodos AWS A5.20, E70T-X	A-36 A-53 Grado B A-242 A-375 A-441 A-500 Grado B A-501 A-529 A-570 Grado E A-572 Grados 42 a 60 A-588
	1690 Kg/cm <sup>2</sup>	Electrodos AWS A5.5, E-80XX Arco sumergido Grado 80, Arco Metálico con gas, o Arco Metálico de aportación con relleno de fundente.	A-572 Grado 65

Notas:

1. Se utilizará el electrodo o el fundente especificado en la tabla 1.17.2
2. Para definición de la garganta efectiva de una soldadura de filete y de las soldaduras de ranura de penetración parcial, véase la sección 1.14.7.
3. Las soldaduras de filete y las de ranura de penetración parcial que unen los elementos que forman un miembro compuesto, tales como las conexiones de patines a alma, se podrán diseñar sin importar la dirección del esfuerzo de tensión o compresión en estos elementos, paralelos a los ejes de las soldaduras.
4. Se utilizarán solamente electrodos de bajo hidrogeno sobre aceros A-242, A-441, A-514, A-572 y A-588.

TABLA 1.17.2 (AISC)

Metal base <sup>3</sup>	Proceso de soldadura 1,2			
	Arco metálico recub.	Arco sumergido	Arco metálico c/gas	Arco c/relleno de fund.
ASTM A36, A53 Gr. B, A375, A500, A501, A529 y A570 Grados D, E.	AWS A5.1 ó A5.5 E-60XX ó E-70XX	AWS A5.17 F6X ó F7X-EXXX	AWS A5.18 E70S-X ó E70U-1	AWS 5.20 E60T-X ó E70T-X (excepto EXXT-2 y EXX-3)
ASTM A-242, A-441, A-572 Grados 42 a 60 y A588 <sup>4</sup>	AWS A5.1 ó A5.5 E-70XX <sup>5</sup>	AWS A5.17 F7X-EXXX	AWS A5.18 E70S-X ó E70U-1	AWS 5.20 E70T-X (excepto E-70T-2 y E-70T-3)
ASTM A 572 Grado 65	AWS A5.5 E-80XX <sup>5</sup>	Grado F80	Grado E80S	Grado E80T

Se permite el uso de metal de relleno cuyas propiedades mecánicas sean las más próximas pero superiores.

1. Cuando las soldaduras se vayan a relevar de esfuerzos, el metal de aportación en la soldadura no deberá contener más del 0.05 por ciento de vanadio.
2. Véanse las especificaciones AWS D1.0-69, artículo 422 para los requisitos del metal de aportación en soldaduras de electrogas y electroescoria.
3. En aquellas juntas que contengan metales de distinto esfuerzo de cedencia, podrá utilizarse material de relleno de aquellos aceros cuyo esfuerzo de cedencia sea el menor de los que entran en la junta.
4. Para el caso de soldaduras de metales que quedarán expuestos a la intemperie por fines arquitectónicos, el metal de aportación deberá además tener características de resistencia a la corrosión atmosférica y coloración de su oxidación, semejantes a las del metal base utilizado. Sígase las recomendaciones del fabricante del acero.
5. Clasificaciones correspondientes a electrodos de bajo hidrógeno.

Recomendaciones AISC para juntas soldadas:

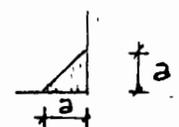
- 1.- Long. mín. de un filete =  $4a$  ( $a$  es el espesor del filete 
- 2.-  $a_{máx} = 1/4"$  (0.63cm) para material de  $t = 1/4"$  de espesor. Para materiales más gruesos  $a_{máx} = t - 1/16"$
- 3.- Las dimensiones mínimas de los filetes de soldadura estarán dadas por la tabla siguiente:

TABLA 1.17.5 (AISC)

Espesor de la placa más gruesa en la unión		Tamaño mínimo de la soldadura	
cm	pulg.	cm.	pulg.
hasta 0.63 incl.	hasta 1/4" inclusive	0.32	1/8"
de 0.63 a 1.27	de 1/4" a 1/2"	0.48	3/16"
de 1.27 a 1.90	de 1/2" a 3/4"	0.64	1/4"
de 1.90 a 3.81	de 3/4" a 1 1/2"	0.79	5/16"
de 3.81 a 6.35	de 1 1/2" a 2 1/4"	0.95	3/8"
de 6.35 a 15.24	de 2 1/4" a 6"	1.27	1/2"
mayor de 15.24	mayor de 6"	1.59	5/8"

SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AWS)

CODIGO PARA LA SOLDADURA EN LA CONSTRUCCION DE EDIFICIOS

CALIDAD DE LAS SOLDADURAS

ACEPTABILIDAD

- 1) Todos los cráteres deberán ser llenados hasta obtener la sección transversal del cordón de soldadura.
- 2) El socavado a los lados de los cordones de soldadura, en elementos sometidos a esfuerzos principales, no deberá ser mayor de 0.25 mm. de profundidad, cuando la dirección del socavado sea transversal a dichos esfuerzos.

El socavado no deberá ser mayor de 1 mm. de profundidad, cuando sea paralelo a los esfuerzos principales.

- 3) Las soldaduras deberán estar libres de traslape o sobremonta.
- 4) La suma de los diámetros de la porosidad tubular no deberá exceder de 10 mm. en 25 mm. de longitud de soldadura y no mayor de 19 mm. en una longitud de soldadura de 30 cm.
- 5) Las soldaduras no deberán tener ningún tipo de rotura.
- 6) Soldaduras que vayan a ser revisadas con pruebas no destructivas, serán inaceptables si la porosidad o defectos del tipo de fusión son de 2.4 mm. o mayores en su dimensión más grande, o cualquier exceso de los siguientes límites en tamaño y frecuencia:
  - a) Cualquier defecto individual cuya dimensión más grande sea mayor que  $2/3$  del espesor del material o de la garganta de la soldadura, excepto aquellos que sin interesar el espesor del material y de la garganta de la soldadura, no deberán ser más grandes que  $(3/4 \text{ in})$  19 mm. en su mayor dimensión.
  - b) Cualquier grupo de defectos en línea donde la suma de las dimensiones más grandes de tales defectos sea mayor que "T" (donde T viene siendo el espesor del material de la unión o el de la garganta de la soldadura) en una longitud de  $6T$  y si el espacio entre cada par de defectos adyacentes es menor que tres veces la dimensión más grande el mayor de los defectos. Cuando la longitud de la soldadura que vaya a ser examinada sea menor que  $6T$ , se permitirá que la suma de las dimensiones mayores de todos los defectos sean proporcionalmente menor que "T".
  - c) Cualquier defecto cuya dimensión mayor sea cerca a 3 veces el hombro de la raíz de la unión soldada en el caso que ésta transmita esfuerzos de tensión primarios.
  - d) Independientemente de lo especificado en los párrafos 6, a, b, c, la suma de las mayores dimensiones de la porosidad dispersa y de defectos del tipo de fusión menores de  $(3/32")$  en su mayor dimensión no deberá exceder  $(3/8)$  10 mm. en cualquiera 2.5 cm. lineales de soldadura.

4

SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA.  
ESPECIFICACIONES PARA PUENTES SOLDADOS PARA FERROCARRIL  
O CARRETEROS.

(AWS D2. 0-66 Y SUP-1-67)

CALIDAD DE LAS SOLDADURAS

a) Deberá haber fusión entre la soldadura y el metal base y entre los pasos sucesivos en la soldadura.

Todos los cráteres deberán ser llenados hasta tener la misma sección de soldadura.

b) Las soldaduras deberán estar libres de roturas; e independientemente del método de inspección, no deberá tener otros defectos que excedan los siguientes límites en tamaño o frecuencia:

1.—Cualquier defecto del tipo de fusión (b) y cualquier porosidad (a) cuya dimensión sea de 1.6mm (1/16"), o mayor o aquellos que su mayor dimensión no exceda del tamaño indicado en la gráfica, "Dimensión de Defectos B" dependiendo del espesor de la garganta de la soldadura.

En una soldadura de filete en la unión del alma con el patín de una trabe, la distancia entre dos defectos continuos de los descritos antes o de estos al extremo de la soldadura o a la unión de la soldadura con metal base no deberá ser menor de la marcada en la gráfica, como "mínima distancia permitida C", para el tamaño de defecto examinado.

Las limitaciones dadas en la gráfica para uniones de 38.1mm (1 1/2") de espesor o de garganta, serán aplicables a uniones o gargantas de mayores espesores.

2.—Independientemente de los requerimientos del párrafo anterior, la suma de las mayores dimensiones de la porosidad y defectos del tipo de fusión cuya mayor dimensión sea mayor de 1.6mm (1/16") no deberá exceder 9.5mm (3/8") en cualesquiera 25mm (1") lineales de soldadura.

3.—El socavado no deberá ser mayor de 0.3mm de profundidad cuando la dirección de los esfuerzos primarios sea transversal a la unión.

El socavado no deberá ser mayor de 0.8mm (1/32") de profundidad cuando la dirección de los esfuerzos sea paralela a la unión.

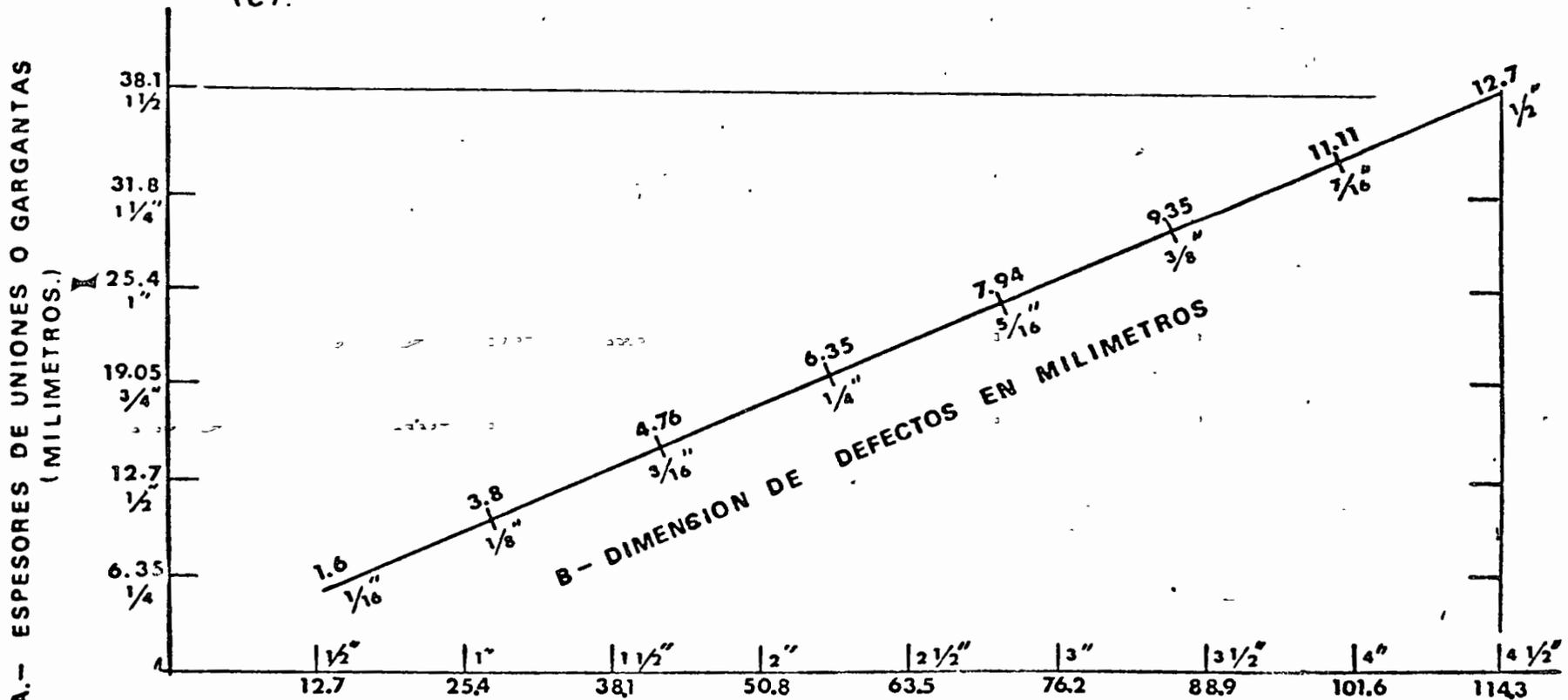
4.—Las soldaduras deberán estar libres de traslape o sobre-  
monta.

a) Porosidad significa; cualquier cavidad provocada por gas y cualquier hueco globular similar.

b) Defectos del tipo de fusión, significa; inclusiones de escoria, fusión incompleta, inadecuada penetración y cualquier defecto alargado similar en soldadura de fusión.

I.- PARA DETERMINAR EL TAMAÑO MAXIMO DEL DEFECTO QUE SE PERMITE EN UN DETERMINADO ESPESOR DE SOLDADURA O GARGANTA: PROYECTE (A) HORIZONTALMENTE EN (B).

II.- PARA DETERMINAR LA MINIMA SEPARACION PERMITIDA ENTRE DOS EXTREMOS U ORILLAS DE DEFECTOS DE CUALQUIER TAMAÑO. PROYECTE (B) VERTICALMENTE EN (C).



C.- MINIMA DISTANCIA PERMITIDA ENTRE EXTREMOS DE POROSIDAD O DEFECTOS DEL TIPO DE FUSION (MM.)

REQUERIMIENTOS DE LA CALIDAD DE LA SOLDADURA (LIMITACIONES DE POROSIDAD Y DEFECTOS DEL TIPO DE FUSION.)

Posición en que se  
ejecutó la soldadura:

Sobrecabeza

Defecto:

Porosidad

Espesor:

10 milímetros

Material:

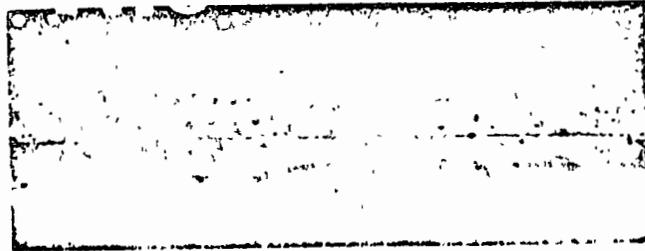
Acero

Soldadura:

Manual

Tipo de unión: En "V"

POROSIDAD:



El término es usado para describir huecos globulares libres de cualquier material sólido, los cuales son encontrados frecuentemente en soldaduras. En realidad se puede decir que son inclusiones del gas que resultan al llevarse a cabo las reacciones químicas durante la soldadura; éstas difieren de las inclusiones de escoria en que contienen gas y no sólido.

Los gases formados por las reacciones químicas en la soldadura, al liberarse, forman cavidades, ya que estos gases son atrapados al reducirse la fluidez del metal fundido al bajar la temperatura.

La formación de porosidad se puede prever evitando la corriente y longitud de arco excesivas.

Un alto consumo de los elementos desoxidantes del recubrimiento del electrodo puede llevarse a cabo durante la operación de soldadura si se usa una corriente y una longitud de arco excesivas.

La distribución de porosidad dentro de una soldadura es de cierta importancia, por lo que es generalmente clasificada como sigue:

Porosidad uniformemente dispersa:

Esta distribución es aquella en la cual las cavidades están dispersas más o menos uniformemente en todo el volumen del metal de soldadura. Las cavidades medidas individualmente pueden variar de microscópicas a 3 mm o más.

De cualquier forma para una soldadura determinada, la porosidad tiende a predominar en un solo tamaño.

Porosidad en grupo:

Frecuentemente sucede que las cavidades ocurren en grupos separados por espacios grandes libres de porosidad. Tales grupos son frecuentemente asociados a los cambios en las condiciones en que se lleva a cabo la soldadura, como por ejemplo, cambio en las condiciones del arco cuando se interrumpe o se inicia, como cuando se reemplaza el electrodo.

Porosidad lineal:

La porosidad lineal ocurre en los cordones de la raíz y es frecuentemente observada como una falta de penetración. Esto es usualmente definido como una condición en la cual tres o más cavidades tienen un diámetro promedio no menor de 1.5 mm. los cuales se encuentran distribuidos en una línea paralela al eje longitudinal de la soldadura.

**Otras causas son:**

- 1) La aleación pobre del material base.
- 2) El procedimiento incorrecto de soldadura.
- 3) Electrodo de muy mala calidad.

**Forma de evitar estos defectos:**

1) Asegurarse que el metal base no es el causante de la porosidad (mediante su análisis), ya que algunas veces un alto contenido de azufre, fósforo y silicio producen combinaciones de gases que tienden a formar sopladuras y cavidades con gas. Materiales no ferrosos con gas. Materiales no ferrosos con alto contenido de oxígeno, también tienden a formar porosidad. Si el material base contiene impurezas, también contribuye a formar porosidad.

2) Cambie el procedimiento de soldadura no usando excesiva corriente, pero debe asegurarse que cada cordón de soldadura debe estar libre de escoria y fundente antes de depositar otro cordón. Procure mantener el mayor tiempo posible el metal de la soldadura en estado fundido para permitir que los gases producidos escapen. Baje la corriente y use un arco corto.

3) Usando electrodo de bajo hidrógeno puede ayudar a eliminar la porosidad.

Posición de la Soldadura:

Plana.

Defectos:

Penetración incompleta.

Espesor:

Igual o menor.

Material a 10 milímetros.

Acero.

Soldadura:

Manual.

Tipo de unión: En "V".

### FALTA DE PENETRACION:

Este término describe la falta de metal de aporte en la raíz de la soldadura.

Es una falla básicamente estructural. Una fusión correcta es esencial para obtener soldaduras resistentes. Esto es de la competencia tanto del soldador como del inspector, para asegurar el procedimiento correcto que debe usarse para obtener la fusión requerida.

### PELIGRO:

Se reduce peligrosamente la sección resistente calculada, quedando la resistencia por abajo de la carga de fatiga; además puede ser causa de roturas en la raíz por concentración de esfuerzos.

**CAUSAS:** 1.—La corriente seleccionada incorrecta.

2.—La técnica de procedimiento de soldadura impropia.

3.—Falla al preparar incorrectamente la unión.

4.—El tamaño inapropiado del electrodo usado.

**REMEDIO:** 1.—Recuerde, placas de espesores gruesos requieren más corriente para un electrodo dado que las placas menores. Usar suficientemente alta la corriente para asegurar un depósito correcto del metal de soldadura con una buena penetración en el metal base.

Tenga presente que es importante la separación correcta en la raíz de la unión.

Tipos de uniones y de soldaduras prohibidos

(a) Los tipos de uniones y de soldaduras prohibidos son:

- (1) Uniones a tope que no estén completamente soldada a través de toda su sección transversal.
- (2) Soldaduras de ranura hechas desde un sólo lado, excepto en miembros secundarios, que no lleven esfuerzos, como para zapatas, etc., a menos que se asegure la fusión completa con una placa de respaldo; el procedimiento de soldadura de la unión será calificado de acuerdo con las especificaciones del código AWS.
- (3) Soldaduras intermitentes de ranura.
- (4) Soldaduras intermitentes de filete, excepto cuando se usan para conectar atiesadores a las vigas o trabes sujetándose a las siguientes recomendaciones.

A.—La longitud mínima de cada soldadura será de 38 mm.

B.—Por lo menos el 25% de la unión será soldado.

C.—El máximo espacio libre de espacimient entre soldaduras será de 12 doce veces el espesor de la parte más delgada pero no más de 15 cm.

D.—Una unión con soldadura intermitente de filete (rincón) deberá tener soldados los extremos.

Procedimientos para soldadura manual con arco eléctrico y electrodo recubierto.

(a) Siempre que sea posible se colocará el trabajo en posición para hacer una soldadura plana.

(b) La clase y diámetro del electrodo, longitud del arco, voltaje y amparaje, serán los indicados para el espesor del material, tipo de ranura, posiciones para cualquier otra circunstancia relacionada con la soldadura.

(c) El tamaño máximo del electrodo que se use será como sigue:

- (1) 6.4 mm. para hacer varias pasadas en la base de soldadura de filete hechas en posición plana y soldadura de ranura hechas en posición plana con placa de retención o espaciadores que tengan una abertura en la base mayor que 6.4 mm.
- (2) 4.0 mm. para soldaduras hechas con EXX14 y con electrodos de bajo hidrógeno en las posiciones vertical y sobrecabeza.
- (3) 6.4 mm. para soldaduras de filete horizontales.
- (4) 7.9 mm. para todas las soldaduras hechas en posición plana excepto para pasadas hechas en la base.
- (5) 4.8 mm. para pasadas en la base en soldaduras de ranura y para todas las otras soldaduras que no estén incluidas en (1), (2), (3) y (4) ya mencionadas arriba.

(d) Es espesor máximo de las capas subsecuentes y la capa en la base de soldaduras de filete y de todas las capas en soldaduras de ranura, será como sigue:

- (1) 6.4 mm. para pasadas en la base de soldaduras de ranura.
- (2) 3.2 mm. para las capas subsecuentes en soldaduras hechas en posición vertical, sobrecabeza u horizontal.

## GRIETAS

Las grietas en uniones soldadas son causadas por esfuerzos que en algunos puntos exceden el límite de resistencia a la tracción del material. Cuando las grietas ocurren durante el proceso de soldar o como un resultado de la soldadura, usualmente aparecen pequeñas deformaciones.

Es sabido que materiales que tienen una considerable ductilidad bajo esfuerzos uniaxiales, cuando son sujetos a esfuerzos biaxiales o triaxiales fallan sin una deformación apreciable. La contracción por enfriamiento causado por los procesos de soldadura frecuentemente provoca un sistema de esfuerzos multidireccionales. Si por causa de tales esfuerzos una unión (o cualquier porción de ella) no es capaz de deformarse sin fallar, al colocar las subsecuentes capas de soldadura (o en la soldadura de otras uniones) aparecen esfuerzos adicionales que pueden forzar esa parte a deformarse y fallar.

Un ejemplo clásico es el que se muestra en la Fig. No. 1.

Las grietas que aparecen durante el proceso de soldadura, rara vez son causadas por gran cantidad de esfuerzos que se forman en todas direcciones a lo largo de la unión que se está soldando; no obstante, la experiencia nos ha mostrado que estos esfuerzos no causan grietas; sin embargo si pueden originar una falla, debido a una pequeña deformación causada por una carga adicional. Esto en particular es válido cuando se están soldando placas muy gruesas o estructuras muy complicadas. Para evitar que esto suceda es importante hacer un relevo de esfuerzos en las uniones mencionadas, inmediatamente que terminen de soldarse.

Si una área en la raíz de una unión presenta falta de fusión o penetración, puede originarse una grieta debido a la deformación de la unión, que aunque no se aprecia se origina a causa de que esta área está sujeta a esfuerzos de tensión. Cuando una soldadura es aplicada entre dos placas, la raíz de la soldadura está sujeta a esfuerzos de tracción durante el proceso de soldadura, o sea en cada paso sucesivo y como suele ocurrir casi siempre al empezar a soldar la fusión parcial en la raíz origina una grieta que va atravesando los pasos de soldadura que se van depositando y así hasta que se termine el cordón.

Después que una unión soldada se ha enfriado, es más frecuente que aparezcan grietas si el metal es altamente duro o quebradizo. Un material dúctil, fácil de manejar, puede resistir una concentración de esfuerzos que en un material duro o quebradizo podrían originar fallas.

### GRIETAS EN EL METAL DE APORTE.

La cualidad del metal de aporte es que debe permanecer intacto bajo el sistema de esfuerzos impuestos durante el proceso de soldadura lo cual es una función de la composición y estructura del metal de aporte. Es más probable que una grieta aparezca en el primer paso de soldadura que en los demás de la serie, por lo que si se observa la grieta debe repararse de inmediato, ya que en la mayoría de los casos ésta continúa hasta terminar la serie de pasos de soldadura. Para evitar que la grieta se prolongue en los pasos sucesivos, es aconsejable en algunas ocasiones que el metal de aporte sea austenítico u otro metal altamente dúctil. Cuando la grieta es encontrada en el primer paso de soldadura; podría evitarse este defecto siguiendo uno o más de los pasos que se enumeran:

- 1.—(a) Cambiar electrodo, (más calidad o diámetro más delgado), (b) más habilidad del operario, (c) evitar fallas o variaciones de corriente; cualquiera de estos factores puede afectar en la presencia de grietas.

CONTINUA

2.—Mayor diámetro del electrodo, menor velocidad o mayor depósito de aporte, lo cual impone mayor resistencia a los esfuerzos internos.

3.—Usando precalentamiento para reducir la magnitud del sistema de esfuerzos.

4.—Post-calentamiento, (relevo de esfuerzos internos remanentes.).

Los diferentes tipos de grietas, ilustrados en la figura 1 (a), (b) y (d) pueden ocurrir en el metal de aporte y son los siguientes:

#### Grieta Transversal.

Estas grietas aparecen en forma perpendicular al eje de la soldadura y en algunos casos se extienden más allá de la soldadura introduciéndose en el metal base; este tipo de grietas son más comunes en uniones que tienen un alto grado de rigidez. Fig. 1 (b)

#### Grietas Longitudinales.

Estas grietas son más delgadas o finas en el material de aporte y generalmente se localizan en el centro de la soldadura la grieta puede ocurrir como la extensión de una que se ha formado en el cráter al finalizar un cordón de soldadura. Pueden también extenderse a través de varios pasos de soldadura debido a una grieta que se haya originado en el primer paso.

Una grieta formada en el primer paso si no es removida (o vaciada) completamente antes de que el próximo cordón se deposite, tenderá a prolongarse a través de todos los pasos de soldadura que se apliquen y así hasta finalizar la serie de cordones. El final de la grieta que llega hasta la superficie puede ocurrir durante el enfriamiento después que se depositó el último paso de soldadura.

Este tipo de grieta es mostrado en la figura 1 (d)

#### Las causas que pueden originar esto son:

- 1.—Forma incorrecta de hacer el arco.
- 2.—Mal regulada la corriente (muy alta).
- 3.—Material base sumamente frío.
- 4.—Enfriamiento muy rápido.
- 5.—Preparación defectuosa.
- 6.—Diseño rígido.
- 7.—Desproporción entre el tamaño de la soldadura con respecto a las partes soldadas.
- 8.—Composición del metal base (principalmente por exceso de S.P. y/o C.).
- 9.—Composición del metal de aporte.

#### Grietas en Cráter.

Cuando en el proceso de soldadura se interrumpe el arco, es el instante en que se puede originar la grieta y además puede ser el principio u origen de una grieta longitudinal; particularmente esto ocurre cuando se forma el cráter al finalizar el cordón de soldadura.

Cuando se forma un cráter en cualquier lugar (por ejemplo cuando se cambia de electrodo) y se origina la grieta, ésta es usualmente soldada cuando se reanuda el proceso de soldadura. Sin embargo, en algunas ocasiones son localizadas grietas muy finas en forma de estrella. Fig. 1 (a)

CONTINUA

Este tipo de grietas son generalmente de naturaleza longitudinal, aparecen en el metal base debido a efectos metalúrgicos originados por el calor de la zona que se está soldando; defectos con estas características generalmente se presentan en materiales duros y quebradizos. Una ilustración de grieta bajo el cordón, está en la figura 1 (f) y (c) y (g)

En el caso de aceros de bajo carbono, mediano carbono, de baja aleación, la dureza y la habilidad a deformarse sin sufrir grieta depende del grupo de aleación al cual pertenece y de la velocidad de enfriamiento producida por el proceso de soldadura. La velocidad del enfriamiento obviamente dependerá de factores físicos tales como la temperatura, los espesores y conductibilidad térmica del metal base, el calor suministrado por unidad de tiempo en una sección dada de la soldadura y la temperatura ambiente. La velocidad de enfriamiento semejante, los aceros de bajo carbono serán considerablemente menos duros que los aceros de mediano carbono. Los aceros de baja aleación serán más elásticos en sus características de endurecimiento; algunos de ellos pueden ser similares a los aceros de bajo carbono mientras que otros racionarán como aceros de mediano carbono.

Los aceros de alta aleación deberán ser considerados por separado, ya que en este grupo se incluyen los aceros inoxidable austeníticos y ferríticos, así como los aceros martensíticos.

Este último se comporta en forma similar a los grupos de mediano carbono y baja aleación, excepto que tiene un grado mayor de dureza, dada su velocidad de enfriamiento.

Cualquiera de los aceros austeníticos (uno de los más comunes es el acero inoxidable que tiene 18% de cromo y 8% níquel) y no todos los aceros inoxidables ferríticos (un ejemplo son los de bajo carbono que contienen más de 18% de cromo se vuelven más frágiles al crecer el grano debido al aumento de temperatura). En general los aceros inoxidables ferríticos son considerados en el proceso de soldar, quebradizos (pero no duros).

Las características metalúrgicas de los metales son de primera importancia. Ya que la ductilidad usualmente decrece con el incremento de dureza, a las grietas en el metal base generalmente se les asocia con la falta de ductilidad de éste en la zona de calentamiento. Se ha establecido que la diferencia de temperaturas de algunos aceros de igual dureza varía apreciadamente en la tendencia a las grietas, además resultados de investigaciones recientes establecen fuera de duda que las características del recubrimiento de los electrodos tienen considerable efecto sobre la tendencia a la grieta en la zona cercana afectada por el calor.

Hay dos razones por las cuales la dureza de los aceros es generalmente una dificultad para poderse soldar:

- 1.—Variaciones en la micro-estructura de la zona afectada por el calor, lo cual puede ocurrir por cambios en la velocidad de enfriamiento, que causan diferencias en las propiedades mecánicas.
- 2.—Los aceros duros son generalmente usados por sus altas propiedades de resistencia a la tracción; la soldadura de éstos puede ser semejante a la soldadura de aceros de baja resistencia en espesores gruesos.

Cuando las grietas son encontradas en el metal base constituido por aceros duros, pueden evitarse en la siguiente forma:

- 1.—Uso de precalentamiento o control de la velocidad de enfriamiento.

CONTINUA

2.—Manteniendo la temperatura constante o indicada para el caso.

3.—Uso correcto del electrodo.

Mientras este proceso ha sido tratado en forma general.—Cada caso generalmente involucra requerimientos peculiares a elementos de soldadura en particular.

Sin embargo, los dos tipos de grietas que pueden ocurrir en el metal base como un resultado del proceso de soldadura son los siguientes:

Grieta Transversal.

Este tipo de grieta es transversal a la dirección de la soldadura y generalmente en soldaduras de filete de aceros altamente duros, se le asocia cuando la distancia entre el borde de la soldadura y la orilla de la placa es relativamente pequeña. Usualmente tales grietas no pueden ser detectadas o localizadas hasta que la soldadura se ha enfriado a la temperatura ambiente.

Grietas Longitudinales.

Estas grietas son paralelas a la soldadura y se presentan en el metal base, ellas pueden extenderse al punto de ligazón entre los dos metales ocasionadas principalmente por:

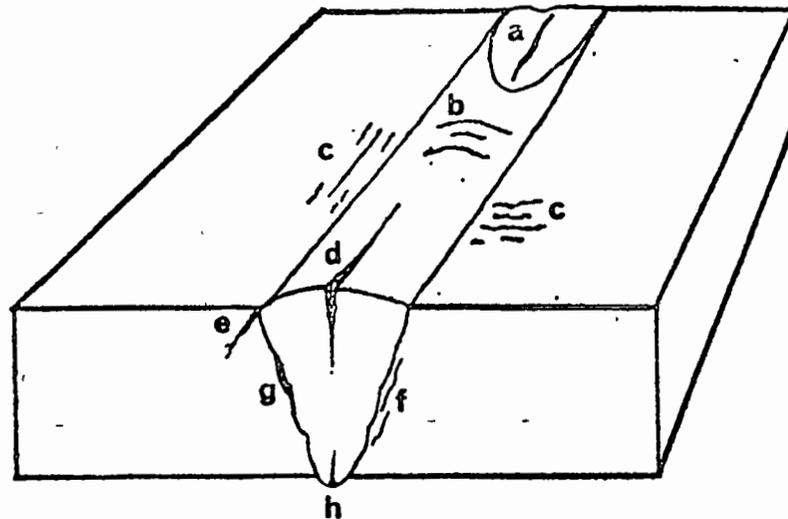
- 1.—Contracción, excesiva de la soldadura.
- 2.—Preparación, defectuosa.
- 3.—Sujeción demasiado rígida de la pieza.
- 4.—Sobrecalentamiento en la junta.
- 5.—Electrodo defectuoso.
- 6.—Bajo amperaje.
- 7.—Manejo defectuoso del electrodo.

En soldaduras de filete la grieta longitudinal en el metal base se divide en dos tipos.

- 1.—Grieta en la unión de la soldadura con el metal base la cual procede del punto de unión o liga de la soldadura de filete a través del metal base y la cual puede iniciarse con un socavado.
- 2.—Grieta en la raíz, la cual proviene a la raíz de la soldadura de filete y se prolonga hasta el metal base y son evidentemente ocasionados en el lado opuesto, la Fig 1 (h) muestra esto.

En el caso de soldaduras de ranura, las grietas son más frecuentes a ocurrir en la zona adyacente afectada por el calor de la soldadura. Las grietas pueden también ocurrir en la orilla de la soldadura, en la zona de fusión entre el metal de aporte y el metal base. Por lo general este tipo de grietas van asociadas con los aceros de alto coeficiente de dureza, cuando el metal de aporte y el metal base son enteramente diferentes en su composición.

Esta es una tendencia de las aleaciones con propiedades imprevisibles en esta zona.



**Fig. 1** Clasificación de roturas de acuerdo a su localización en la unión.

**a.**—Rotura en el cráter de la soldadura.

**b.**—Rotura transversal en la soldadura.

**c.**—Roturas long. y transv. en la zona afectada por el calor.

**d.**—Rotura longitudinal en la soldadura.

**e.**—Rotura en el borde de la soldadura.

**f.**—Rotura bajo los cordones.

**g.**—Rotura en la zona de fusión

**h.**—Rotura en la raíz de la soldadura.

# DEFECTOS EN MATERIALES NO MAGNETICOS (LIGEROS)

CLASIFICACION GENERAL DE LOS METODOS DE PRUEBA NO DESTRUCTIVOS		GENERAL	LAMINA PLAN- CHA	BARRAS TUBOS	FUNDICION	FORJADO	SOLDADU- RAS	PRO- CE- SO	SERVICIO
		Roturas superficiales-finas Roturas superficiales-normales Roturas internas Huecos internos (vacios) Espesores comprobaf Variaciones metalurgicas Comprobación de espesores Laminaciones Agujeros Costuras Tubos Acompamiento o acompañamiento Inclusiones Encogimientos en frío Roturas superficiales Encogimientos internos Porosidad Alteración en el núcleo Traslapes Inclusiones Desgarramientos internos Hojaduras internas Roturas por encogimientos Roturas Inclusiones de escoria Falta de fusión Porosidad Falta de penetración Roturas por tratamiento térmico Roturas por esmerilado Roturas por fatiga o calentamiento Avelamiento o burbujeo Adegazamiento Corrosion por sacavación							
PRUEBA CON RADIACION [4] PENETRANTE	Rayos X								
	Fluoroscopia								
	Radioisótopos								
PRUEBAS DE ULTRASONIDO Y SONICAS	Reflección por contacto	Haz normal							
		Onda penetrante							
		Onda superficial							
	Reflección por inmersión	Haz normal							
		Haz angular							
		Onda superficial							
Transmisión atravesando el material									
Resonancia									
PRUEBAS CON PARTICULA MAGNETICA	Frecuencia natural								
	Corriente alterna, método húmedo								
	Corriente alterna, método seco								
	Corriente directa, método húmedo								
	Corriente directa, método seco								
PRUEBAS ELECTRO-MAGNETICAS	Corriente parásita (Eddy)								
	Campo magnético								
	Escobilla del campo de dispersión								
	Conducción de corriente directa								
PRUEBAS CON LIQUIDOS PENETRANTES	Tintas penetrantes visibles								
	Colorantes penetrantes fluorescentes								
	Partículas filtradas								
OTRAS	Partículas eléctricas								

BUENO

FALLO

POBRE

SIN RESULTADOS

- 1- LA FLUOROSCOPIA PARA MATERIALES MUY DELGADOS. 3.- ES INDISPENSABLE TENER MEDIDORES DE ESPESOR ESPECIALES
- 2- POSIBLEMENTE BUENO SI EL HAZ ES PARALELO A LA ROTURA. 4.- EL TAMAÑO DEL DEFECTO ENCONTRADO DEPENDERA DEL ESPESOR DE LA SECCION.-
- 5.- AQUELLOS DEFECTOS QUE LLEGUEN HASTA LA SUPERFICIE DEBEN LOCALIZARSE CON PENETRANTES

# DEFECTOS EN MATERIALES MAGNETICOS (DENSOS)

CLASIFICACION GENERAL DE LOS METODOS DE PRUEBA NO DESTRUCTIVOS		GENERAL	LAMINA PLAN-CHA	BARRAS TUBOS	FUNDICION	FORJADO	SOLDADURAS	PROCESO	SERVICIO
		Roturas superficiales finas Roturas superficiales normales Roturas internas Huecos internos (vacíos) Espesores, comprobar Variaciones metalúrgicas Comprobación de espesores Laminaciones Agujeros Costuras Tubos Acopamiento o acompañamiento Inclusiones Encamientos en frío Roturas superficiales Encamientos internos Porosidad Alteración en el núcleo Traslapes Inclusiones Desgarramientos internos Hojaduras internas Roturas por encamientos Roturas Inclusiones de escoria Falta de fusión Porosidad Falta de penetración Roturas por tratamiento térmico Roturas por esmerinado Roturas por fatiga o calentamiento Corrosión por esfuerzo Avelamiento o burbujeo Adegazamiento Corrosión por agotación							
PRUEBA CON RADIACION <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</span> PENETRANTE	Rayos X Fluoroscopia Radioisótopos								
PRUEBAS DE ULTRASONIDO Y SONICAS	Reflección por contacto								
	Reflección por inmersión	Haz normal							
		Onda penetrante							
		Onda superficial							
	Trasmisión atravesando el material								
Resonancia									
PRUEBAS CON PARTICULA MAGNETICA	Frecuencia natural								
	Corriente alterna, método húmedo								
	Corriente alterna, método seco								
	Corriente directa, método húmedo								
	Corriente directa método seco								
PRUEBAS ELECTRO-MAGNETICAS	Corriente parásita (Eddy)								
	Campo magnético								
	Escobilla del campo de dispersión								
	Conducción de corriente directa								
PRUEBAS CON LIQUIDOS PENETRANTES	Tintas penetrantes visibles								
	Colorantes penetrantes fluorescentes								
	Partículas filtradas								
OTRAS	Partículas eléctricas								

BUENO    
  FALLO    
  POBRE    
  SIN RESULTADOS

- 1.- LA FLUOROSCOPIA PARA MATERIALES MUY DELGADOS.-
- 2.- POSIBLEMENTE BUENO SI EL HAZ ES PARALELO A LA ROTURA.-
- 3.- ES INDISPENSABLE TENER MEDIDORES DE ESPESOR ESPECIALES.-
- 4.- EL TAMAÑO DEL DEFECTO ENCONTRADO DEPENDERA DEL ESPESOR DE LA SECCION.-
- 5.- AQUELLOS DEFECTOS QUE LLEGUEN HASTA LA SUPERFICIE DEBEN LOCALIZARSE CON PENETRANTES.-

Los miembros con extremos sin acabar que estarán ensamblados a otras partes de la estructura, pueden tener una variación en la longitud detallada de 1.6 mm como máximo para miembros menores de 10 m, y de 3 mm para mayores.

**SECCION 24.—PINTURA DE TALLER.**

**(a).—Requisitos Generales.**

Si no se especifica otra cosa, las estructuras que estarán cubiertas por acabados interiores de edificios, así como las embutidas en concreto, no necesitan pintarse. Después de la inspección y aprobación, pero antes de embarcarse, las estructuras que van a pintarse, se limpiarán previamente por medio de cepillos de alambre u otro método elegido por el fabricante dejándolas libres de mohos, escamas, salpicaduras y otras materias extrañas. Cuando se especifique que las estructuras no llevarán pintura de taller, se dejarán libres de aceite y grasa por medio de disolventes, eliminando además polvos y otras materias extrañas por la acción de un cepillo de fibra.

La pintura de taller se considera que protege al acero solamente por un período corto de tiempo, aun si ésta se usara como base de pinturas posteriores.

**(b).—Superficies Inaccesibles.**

Las superficies que serán inaccesibles después del ensamble, deberán tratarse de acuerdo con el inciso anterior, antes de ensamblarse.

**(c).—Superficies en Contacto.**

Las superficies en contacto, han de limpiarse de acuerdo con el inciso (a) de esta Sección, antes del ensamble, pero no deberán pintarse.

✓ **(d).—Superficies Acabadas.**

Las superficies acabadas con máquina, deberán protegerse contra la corrosión por medio de pintura anti-corrosiva, que pueda fácilmente quitarse antes del montaje o que tenga características que haga innecesario el removerlas.

**(e).—Superficies Adyacentes a Soldaduras de Campo.**

Si no se especifica de otra manera, las superficies contenidas en un radio de 51 mm en cualquier localización de soldadura de campo, deberán estar libres de materias que puedan estorbar la soldadura o producir vapores perjudiciales mientras se ejecuta.



**SECCION 25.—MONTAJE.**

**(a).—Puntales y Arriostramientos.**

El esqueleto de una estructura se erigirá con precaución y a plomo, teniendo cuidado de introducir puntales y riostras provisionales en el lugar donde lo exijan las cargas que estén alterando el esqueleto, incluyendo cargas ocasionadas por equipos y su funcionamiento, dejándose el tiempo que lo demande la seguridad general.

Los almacenamientos de material, equipo de montaje y otras cargas accidentales, causan esfuerzos imprevistos en la estructura, por lo que se tomarán las precauciones necesarias para absorberlos.

**(b).—Conexiones Temporales.**

Conforme vaya progresando el montaje de una estructura, se irán atornillando adecuadamente las conexiones, y si es necesario, se pondrán soldaduras con el objeto de asegurarse de las cargas muertas, viento o esfuerzos accidentales causados por el montaje.

**(c).—Alineamiento.**

No se remachará ni se soldará permanentemente, hasta que la estructura donde se piense hacer estos trabajos esté perfectamente alineada y arriostrada.

**(d).—Soldaduras de Campo.**

A cualquier pintura de taller en superficies adyacentes a las juntas que van a soldarse en el campo, se le aplicará cepillo de alambre, hasta reducir la película de ésta a un mínimo.

**(e).—Pintura de Campo.**

La responsabilidad para la limpieza y retoque, así como para la pintura en general, se asignará de acuerdo con las prácticas locales aceptadas y se asentará explícitamente en el contrato.

**SECCION 26.—INSPECCION.**

**(a).—Generalidades.**

El material y la mano de obra se podrán inspeccionar en cualquier momento por Ingenieros de experiencia u otro representante del comprador.

**(b).—Cooperación.**

Toda inspección se hará hasta donde sea posible en el lugar de manufactura y el fabricante debe cooperar, dándole al inspector del comprador todas las facilidades para que tenga acceso a los lugares donde se efectúa el trabajo.

**(c).—Rechazo.**

El material o la mano de obra, que no esté de acuerdo con las normas de estas especificaciones, pueden rechazarse en el momento de encontrarle algún defecto durante la ejecución del trabajo.

**(d).—Inspección de Trabajos de Soldadura.**

La inspección de los trabajos de soldadura, puede llevarse a cabo de acuerdo con las Normas de la Sección 5, del "Código para Soldadura Eléctrica y con Acetileno en la Construcción de Edificios" de la "Sociedad Americana para la Soldadura" (A. W. S.)

**d).—Entrega de Materiales.**

El fabricante entregará las piezas de Acero Estructural en el sitio de la obra, de tal manera que le permita trabajar eficiente y económicamente. Si el Comprador desea controlar la secuencia de la entrega de los materiales, puede hacerlo si así lo establece en la solicitud de presupuesto o especificaciones adjuntas.

Las cantidades de materiales que aparecen en los estados de embarque, generalmente los consideran como correctos, el Comprador y el Fabricante. Sin embargo, en caso de reclamación por algunas diferencias, el Comprador debe notificarlo inmediatamente al Encargado del transporte y al Fabricante, para que se investigue.

**e).—Marcas y Embarques de Material.**

Se pintarán las marcas de montaje en los miembros. Los miembros que pesen más de 5,000 kgs. llevarán además una marca indicando el peso del miembro.

Los remaches y tornillos van en paquetes separados según su diámetro y su largo. Lo mismo van en paquetes separados tuercas y arandelas según sus dimensiones. Los pasadores y otras piezas chicas así como los paquetes con remaches, tornillos, tuercas y arandelas se empacarán en cajas, huacales, cuñetes o barricas que no excedan de 150 kgs. de peso bruto. En el exterior de cada bulto se fijará una lista detallada y descripción de los materiales que contienen.

Las trabes largas se tienen que marcar y embarcar de tal modo que no haya necesidad de voltearlas cuando se descarguen.

A la persona que vaya a recibir este material hay que darle las instrucciones necesarias para evitar averías innecesarias.

Los tornillos de anclas, arandelas y otros materiales para el anclaje que vayan encajados en los cimientos se tiene que entregar con la debida anticipación.

**SECCION 7.—MONTAJE.**

**a).—Método de Montaje.**

El montador dará su precio por montaje basándose en el método de montaje más económico y más adecuado conforme a los planos y las especificaciones, dando su precio antes de ejecutar el contrato.

**b).—Cimientos.**

El Comprador es el responsable exclusivo de la localización correcta, fortaleza y conveniencia de la cimentación.

Antes de la fecha fijada para el comienzo del montaje el Comprador tiene que tener enteramente terminada la cimentación, accesible y libre de todos obstáculos.

**c).—Alineamiento y sus límites.**

Los alineamientos de un edificio y sus límites en el lugar de la obra, deben ser cuidadosamente localizados por el Comprador quien entregará al Cons-

tructor del Acero o al montador un plano con todas estas informaciones completas.

**d).—Bases de acero y de fierro fundido.**

Todo lo que sea emparrillado, placas de apoyo de acero laminado, bases de fierro o acero fundido, deberá ser colocado y acuñado o empaquetado por el Fabricante o el Montador, a fin de obtener niveles exactos, los cuales, serán determinados y fijados por el Comprador, quien también deberá rellenar todas esas partes en su lugar. El Comprador, sin embargo, deberá confrontar los declives y niveles de las partes correspondientes, antes de proceder a rellenarlas, y será el responsable por la exactitud de los mismos. Para columnas de acero o trabes con bases fabricadas como parte integrante del miembro, los cimientos deberán guardar un alineamiento y nivel exactos, de manera que estén perfectamente listos para recibir las piezas de acero, sin tener que recurrir a cuñas o empaquetaduras para plomos o nivelaciones de la estructura.

**e).—Pernos de anclaje.**

Todos los pernos de anclaje tienen que localizarse y colocarse por parte del Comprador.

**f).—Espacio de operación.**

El contratista Montador tendrá derecho al espacio suficiente, en el lugar de la obra apropiado para colocar sus plumas, malacates y otros equipos necesarios para el montaje. Cuando las condiciones permitan que haya espacio disponible, se le permitirá al contratista Montador almacenar su material metódicamente para no tener que interrumpir su trabajo.

**g).—Tolerancias.**

Los puntales o retenidas provisionales serán de la propiedad del Fabricante y si después de que el acero ha sido aplomado o nivelado, el trabajo de completar la estructura por otros contratistas se suspende o se retrasa, el propietario de los puntales o retenidas deberá obtener una compensación razonable por su uso. Las retenidas deberán ser quitadas por el Comprador por su cuenta, y devueltas al Fabricante en tan buena condición como cuando fueron colocadas en el edificio, con una depreciación razonable.

Deben esperarse algunas variaciones en las dimensiones finales de una estructura de acero terminada, con respecto a las del diseño. Si no se especifica de otra manera, éstas se consideran dentro de los límites de una buena práctica, siempre que el efecto acumulativo no exceda las tolerancias para piezas acabadas, indicadas en la Sección 23 (h), en la parte 1 de las especificaciones y las tolerancias de laminación permitidas para perfiles según la especificación A-6 de la A.S.T.M. (Requisitos generales para entrega de placas, perfiles, tablestacados y perfiles comerciales).

En el montaje de estructuras de acero que no sean puentes o edificios de pisos múltiples, las piezas individuales se consideran a plomo, niveladas y alineadas si el error no excede de 1:500.

En el montaje de edificios de pisos múltiples las piezas individuales se consideran a plomo, niveladas y alineadas si el error no excede de 1:500, siempre que:

1) El desplazamiento de la línea de centros de las columnas adyacentes a cubos de los elevadores, no debe exceder de 25 mm (1") respecto a la línea de centro teórico, establecida para las columnas en cualquier punto de los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentarse 0.8 mm ( $\frac{1}{32}$ ") por cada piso adicional hasta llegar a un desplazamiento máximo de 51 mm. (2").

2) El desplazamiento de la línea de centro de las columnas exteriores respecto a la línea establecida, no será mayor de 25 mm (1") hacia dentro ni 52 mm (2") hacia fuera en cualquier punto de los primeros 20 pisos; arriba de este nivel, estos límites pueden aumentarse 1.6 mm ( $\frac{1}{16}$ ") por cada piso adicional pero sin exceder el desplazamiento total de 52 mm (2") hacia dentro ni 76 mm (3") hacia fuera del alineamiento del edificio.

El alineamiento de los cerramientos dentro de los límites de las tolerancias anteriores, no puede garantizarse si los planos del Comprador no indican las tolerancias para el ajuste de éstos a la estructura. Cuando se especifican las tolerancias en las conexiones de los cerramientos unidos a la estructura, éstos se consideran perfectamente alineados, si su colocación tanto vertical como horizontal no excede de 10 mm ( $\frac{3}{8}$ ") respecto a localización indicada en los planos.

El Comprador, inmediatamente al terminar el montaje por cualquiera de los medios que él crea conveniente, determinará si el trabajo, (incluyendo todos los cerramientos unidos a la estructura con o sin tolerancias de ajuste) está a plomo, alineado, nivelado y propiamente contraventeado. Si el Comprador no está de acuerdo, inmediatamente se lo notificará al fabricante y montador solicitando la corrección debida. La responsabilidad del Fabricante y montador en este sentido cesa, cuando la estructura de acero esté totalmente identificada, aplomada, alineada y nivelada dentro de las tolerancias permitidas, además arriostrada y contraventeada a la entera satisfacción del Comprador.

Los tirantes, puntales, obra falsa de trabajo encofrados no son propiedad del Comprador y se retirarán inmediatamente al terminar el montaje, o menos que se hallan hecho otros arreglos, el Comprador los quitará y devolverá en buenas condiciones.

**h).—Oportunidad para Investigar errores en caso de que la estructura fue vendida sin montaje.**

La corrección de desajustes menores así como una proporción razonable de escariaduras y corte de protuberancias excesivas en los remaches, están considerados como atributo del montaje. Cualquier error de taller que impida el ensamble apropiado y el ajuste de las partes mediante el uso moderado del conformador o mediante una proporción moderada de escariaduras o ligeras rebabeaduras o cortes, deberá inmediatamente hacerse del conocimiento del fabricante, obteniéndose su aprobación acerca del procedimiento para corregir el defecto.

**i).—Placas de apoyo para muros.**

Todas las placas de apoyo sueltas para muros que servirán para vigas, cerramientos, armaduras o columnas se colocarán, alinearán, nivelarán y rellenarán por cuenta del Comprador, y deberán estar listas para que el Montador pueda hacer su trabajo sin interrupción ni demora.

**j).—Cerramientos que no forman parte de la Estructura.**

Todo cerramiento que venga suelto o cualquier pieza que el diseño de un edificio pudiera requerir para soportar cualquier trabajo de albañilería, cerrando una abertura sin necesidad del malacate y los cerramientos o piezas que no estén ligados en forma alguna al resto de la estructura de acero, y que no puedan ser colocados sino conforme vayan adelantando los trabajos de albañilería, no serán colocados por el Montador del acero sino mediante un convenio especial.

**k).—Elevadores.**

La colocación o montaje de guías, cables, maquinaria, poleas, etc., para un elevador no es trabajo del Montador de la estructura.

**l).—Ensamble en la obra.**

El tamaño de las piezas de acero estructural que deben ensamblarse en la obra, será determinado por el peso de las mismas y las diversas circunstancias y facilidades que se relacionen con su transporte.

A menos que tales circunstancias hayan sido resueltas por el Comprador o su Ingeniero, el Fabricante por sí tomará las providencias necesarias para procurar conexiones en la obra que requieran el menor trabajo de campo y tales conexiones formarán parte del trabajo de montaje.

**m).—Cortes, Taladros y Remiendos**

No podrá exigírsele al Fabricante que corte, taladre o remiende cualquier trabajo de otros, ni que haga cambios para adaptar el trabajo de otros contratistas al suyo, a menos que se haya estipulado especialmente y pagándosele como trabajo extra; y no alterará su propio trabajo por causa de cambios o inexactitudes en la construcción sin recibir una compensación del gasto que tales cambios o inexactitudes le originen.

El número, tamaño y localización de agujeros que haya que perforar se determinará al firmar el contrato o se pagará como trabajo extra.

**n).—Seguros.**

1).—Hasta la terminación y aceptación del Trabajo el Fabricante o el Contratista que haga el montaje observará las Leyes de Seguros en vigor que protegen a sus obreros, así también deberá indemnizar y eximir de toda responsabilidad al Comprador, dentro de los límites convenidos de antemano entre Comprador y Fabricante, por causa de reclamaciones por muerte o daños a personas, destrucción de propiedad ajena, debidos solamente a actos de negligencia u omisión, durante el desarrollo de los trabajos.

2).—Otras formas de seguro como son contra incendio, rayos, inundaciones, temblores o ciclones se harán por parte del Comprador con el objeto de proteger al Fabricante contra pérdidas o perjuicios que puedan sufrir sus trabajos ya hechos o su material almacenado en la obra. Los seguros contra pérdidas y daños se pagarán a las partes al verificarse la demanda.

3).—En ningún caso indemnizará el Fabricante al Comprador por pérdidas o gastos ocasionados por la muerte o daños a personas o destrucción de propiedad ajena durante los trabajos, excepto y dentro de lo que la Ley le imponga.

**o).—Pisos provisionales.**

El piso provisional donde vaya a colocar el Montador su equipo o maquinaria, deberá ser cubierto con tablonés por cuenta y riesgo del mismo para los fines de su trabajo y en la forma que él crea conveniente.

**p).—Pintura de campo.**

De no haberse convenido de antemano no se incluirá en el Contrato de pintura del material en la obra, ni retoques en las raspaduras ni desperfectos que haya sufrido la pintura de taller.

**q).—Limpieza final.**

Al terminar el montaje y antes de la aprobación final, el Contratista quitará todas las obras falsas, limpiará la obra de sus desperdicios y desmontará y quitará casetas provisionales que haya hecho, dejando la estructura perfectamente limpia.

**SECCION 8.—DEMORAS EN LA EJECUCION DEL TRABAJO**

**a).—Causas fuera del dominio del Fabricante.**

Se eximirá de responsabilidad al Fabricante por demoras parciales o totales en la ejecución de su trabajo cuando se trate de causas que estén fuera de su dominio como son incendios, temblores, inundaciones o huracanes; huelgas, paros u otras dificultades con obreros o empleados, falta de carros transportes, combustibles y materiales.

En cualquiera de los casos mencionados se otorgará una extensión razonable de los plazos de entrega de la obra.

**b).—Demoras causadas por el Fabricante.**

En caso de que el Fabricante, en cualquier tiempo, con excepción de los casos previstos en el párrafo anterior se rehúse o descuidare suministrar suficiente personal preparado o material de la calidad adecuada, o no llevar a cabo los trabajos con la prontitud y diligencia requeridas, el Comprador, si a su vez no estuviere en falta, deberá dar al Fabricante aviso por escrito fijándole un plazo para corregir estas faltas. Si después del vencimiento del plazo el Fabricante continuare descuidando sin justificación alguna su trabajo, el Comprador puede proceder conforme a la Ley.

**c).—Demoras causadas por el Comprador.**

Si en el tiempo convenido no entregare el Comprador los planos u otros detalles estipulados bajo Sección 4-(a) o si demora u obstruye en cualquier forma el trabajo del Fabricante de modo que le esté causando pérdidas o perjuicios, tendrá que reembolsarle al Fabricante dichas pérdidas o perjuicios.

Si en cualquier fase del trabajo el Comprador demorase el proceso de la fabricación o de montaje por más de 30 días, el Fabricante le dará aviso por escrito al Comprador a los 5 días siguientes que dá por terminado su contrato, ofrecerá al Comprador todo el material fabricado o no fabricado y el Comprador a cambio de título restituirá al Fabricante todos los costos y gastos que haya pagado o esté obligado a pagar junto con las pérdidas o perjuicios sufridos por el Fabricante incluyendo el valor de los dibujos y detalles preparados, materiales comprados o fabricados, embarcados, almace-

nados, entregados, montados junto con el valor del trabajo ya hecho y la pérdida de ganancias que hubiera tenido el Fabricante. Si el Comprador no aceptare el material ofrecido, entonces el Fabricante puede, después de cinco días, con el objeto de ahorrarse gastos de maniobras y de almacenaje, vender el material que esté en su poder a un precio que no sea menor que el que se pague en el mercado por desperdicios de fierro y las sumas que obtuviere se las acreditará al Comprador a cuenta de lo que le adeude el Comprador.

El precio del contrato y los plazos para la entrega o el montaje no serán obligatorios para el Fabricante a menos que el Comprador entregue a tiempo y en la forma estipulada toda la información requerida así como el trabajo que él tenga que ejecutar.

**SECCIÓN 9.—TRABAJOS FUERA DE CONTRATO**

**a).—Generalidades.**

Los cargos por trabajos adicionales, es decir, trabajos fuera de contrato, se harán sobre la base de un entendimiento previo entre el Comprador y el Fabricante en el momento en que la necesidad de esas erogaciones adicionales se haga evidente.

En ausencia de cualquier convenio entre el Comprador y el Fabricante los siguientes capítulos aplicables pueden servir como guía.

**b).—Material.**

Todo material adicional requerido se facturará a los precios corrientes del mercado más gastos administrativos. La suma de estos cargos se considerará como el costo a lo que se agregará un 10% de utilidad.

**c).—Diseños.**

Todo trabajo adicional en material de dibujos deberá cobrarse al costo, más gastos generales y un 10% de utilidad.

**d).—Trabajos en el Taller.**

Todo trabajo adicional de taller se cargará al costo actual de acuerdo con lo que señalen las tarjetas de tiempo, agregándole los gastos generales usuales. La suma de estos cargos se considerará como el costo actual de taller a lo que se adicionará un 10% de utilidad.

**e).—Trabajos de campo.**

Todo trabajo adicional que se requiera en el montaje del acero estructural será facturado como sigue:

El costo efectivo de la mano de obra deberá ser el que señalen las tarjetas de tiempo, a lo cual deberá sumarse el costo efectivo del seguro, el costo de transportes, cuando éstos fueren necesarios y un margen adicional para gastos generales. La suma de éstos deberá considerarse como el costo efectivo, a lo cual se sumará un 10% de utilidad.

En caso de que el Comprador usare el equipo del Fabricante para trabajos no incluidos en el contrato, éste será debidamente compensado de acuerdo con las cuotas apropiadas. Cuando otros contratistas usen en la obra los malacates del Montador, éste facturará este servicio por malacate por común acuerdo.

**f).—Diversos.**

Cualquier costo adicional por concepto de maniobras, acarreos, pintura, empaque, fletes, etc., se cargará al costo actual más los gastos generales. La suma de estos cargos se considera como el costo actual, al que se sumará un 10% de ganancia.

**g).—Tiempo extra.**

Tratándose de trabajos contratados y en relación con los cuales no se haya hecho ningún convenio sobre trabajo fuera de las horas normales, no se podrá obligar al Fabricante que los haga si no se le ofrece la debida compensación más la utilidad correspondiente.

**h).—Limpieza y pintura adicional.**

Si por causa de almacenajes continuos o por cualquier otra razón fuera del dominio del Fabricante, sea necesario limpiar de nuevo o repintar el trabajo de acero, estos trabajos adicionales de limpieza y pintura se cargarán como gastos adicionales con los gastos generales acostumbrados más un 10% de utilidad.

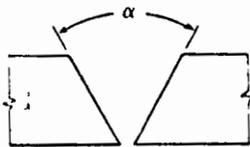
## Check List of Items That Influence Weld Quality

### Points to be Visually Checked for Before, During and After Welding

- ○ ○ Check Before Welding
- ○ ○ Check During Welding
- ○ ○ Check After Welding

**(1) Proper Included Angle**

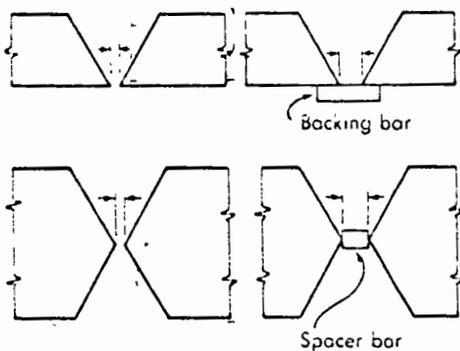
○ ○ ○



The included angle must be sufficient to allow electrode to reach root of joint, and to ensure fusion to side walls on multiple passes. In general, the greater this angle the more weld metal will be required.

**(2) Proper Root Opening (Fit-Up)**

○ ○ ○



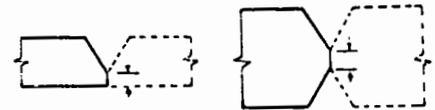
Without a backing bar, there is a possibility of burning through on the first pass; so, the root opening is reduced slightly. Lack of fusion of the root pass to the very bottom of the joint is no real problem because the joint must be back gouged before the pass may be made on the back side.

With a backing bar, the root opening is increased to allow proper fusion into the backing bar, since it will not be back gouged, also there is no burn-through.

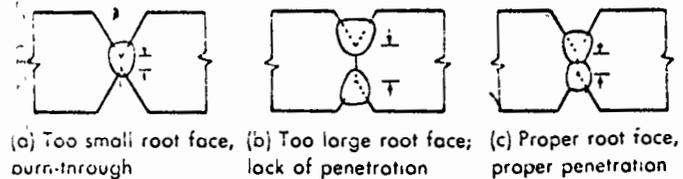
With a spacer bar, it serves as a backing bar but must be back gouged before welding on the back side to ensure sound fusion.

**(3) Proper Root Face**

○ ○ ○



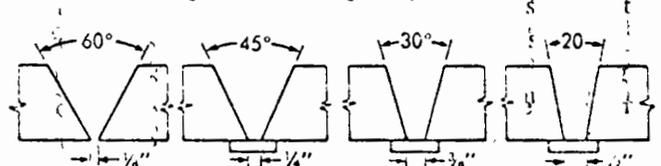
A root face is usually specified in joints welded by the submerged-arc process to prevent burn-through on the first or root pass, therefore, there is a minimum limit to this dimension. There is also a maximum limit so that the back pass, when made, will fuse with the first root pass to provide a sound joint. This fusion of root and back passes can be checked after welding, if the joint runs out to an exposed edge of the plate and onto run-off bars.



The above items, included angle (1) and root opening (2), go hand in hand to ensure clearance for the electrode to enter the joint sufficiently for proper fusion at the root, and yet not require excessive weld metal.

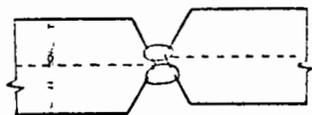
In general, as the included angle is decreased to reduce the amount of weld metal, the root must be opened up to maintain proper fusion of weld metal at the joint root. For any given thickness

of plate, there is a range in the combination of included angle and root opening that will result in a minimum amount of weld metal consistent with the required weld quality.



(4) Proper Alignment

○ ○ ○



Misalignment of plates being joined may result in an unpenetrated portion between root and back passes. This would require more back gouging.

(5) Cleanliness of Joint

○ ○ ○

Joint and plate surface must be clean of dirt, rust, and moisture. This is especially important on those surfaces to be fused with the deposited weld metal.

(6) Proper Type and Size of Electrode

○ ○ ○

Electrodes must suit the metal being joined, the welding position, the function of the weld, the plate thickness, the size of the joint, etc. Where standard procedures specify the electrodes, periodic checks should be made to ensure their use.

(7) Proper Welding Current and Polarity

○ ○ ○

Welding current and polarity must suit the type electrode used and the joint to be made.

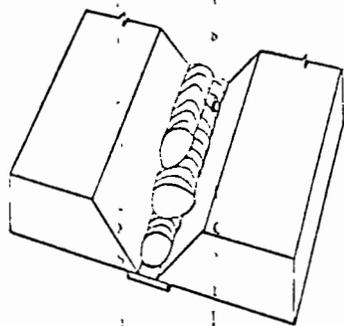
(8) Proper Tack Welds

○ ○ ○

These should be small and long, if possible, so they won't interfere with subsequent submerged-arc welds. On heavy plates, low-hydrogen electrodes should be used.

(9) Good Fusion

○ ○ ○



Each pass should fuse properly into any backing plate, preceding pass, or adjacent plate metal. No unfused or unfused pockets should be left between weld beads.

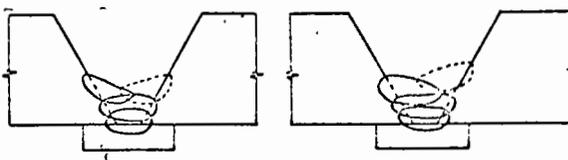
(10) Proper Preheat and Interpass Temperature

○ ○ ○

The need for preheat and required temperature level depends on the plate thickness, the grade of steel, the welding process, and ambient temperatures. Where these conditions dictate the need, periodical checks should be made to ensure adherence to requirements.

(11) Proper Sequencing of Passes

○ ○ ○



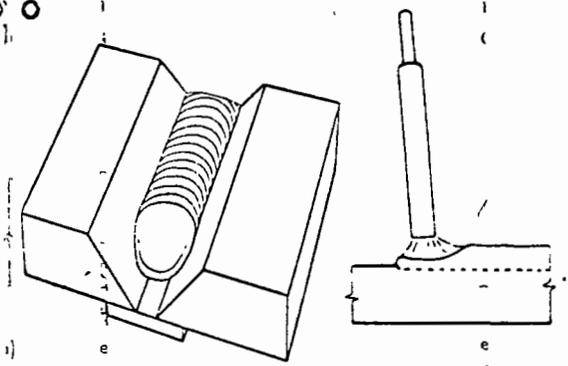
(a) No problem for next pass to fuse properly into side of joint and weld

(b) Not enough room left between side of joint and last pass, will not fuse properly, may trap slag

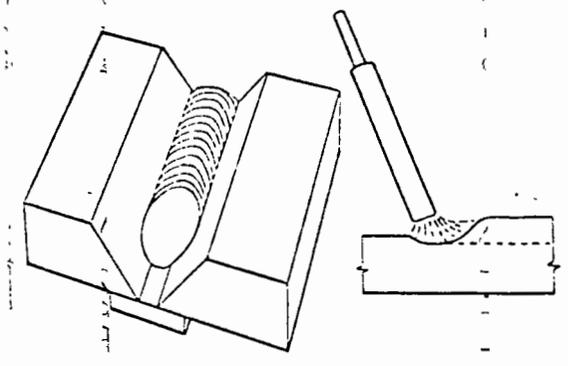
The sequencing of passes should be such that no unfused portion results, nor distortion.

(12) Proper Travel Speed

○ ○ ○

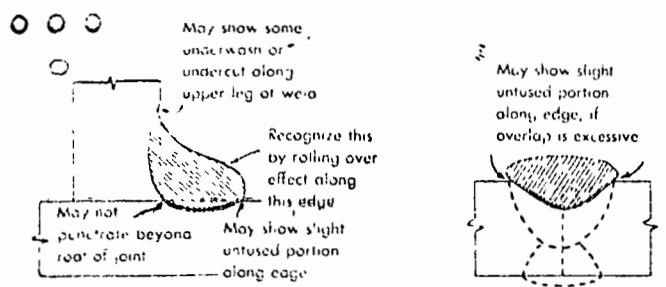


If travel speed is too slow, molten weld metal and slag will tend to run ahead and start to cool, the main body of weld metal will run over this without the arc penetrating far enough, and the trapped slag will reduce fusion.

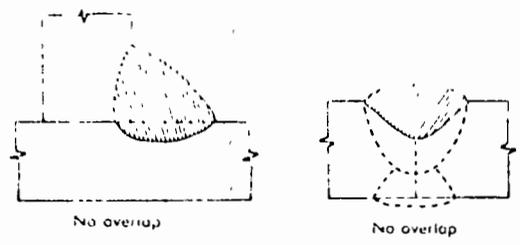


If travel speed is increased, good fusion will result because the molten weld metal and slag will be forced backward, with the arc digging into the plate.

(13) Absence of Overlap

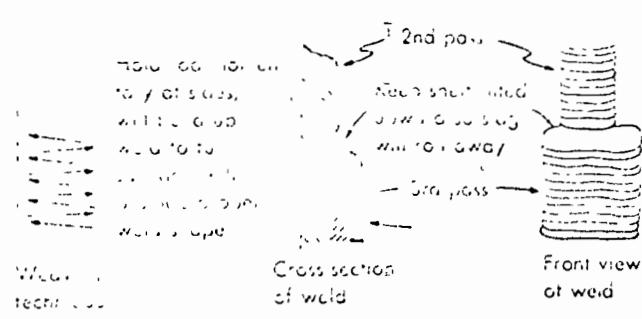
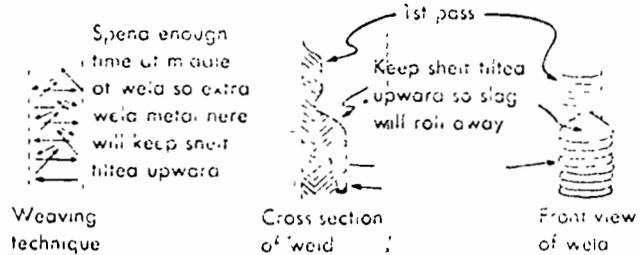
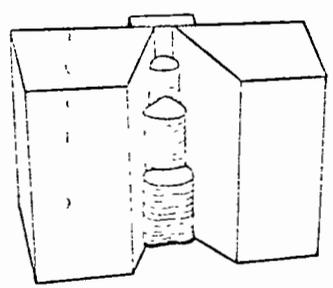


if speed of travel is too slow, the excessive amount of weld metal being deposited will tend to roll over along the edges, preventing proper fusion. This roll-over action is easily noticed during welding. The correction is very simple, increasing the travel speed will achieve the desired effect (below).



(14) In Vertical Welding, Tilt of Crater

The crater position should be kept tilted, slightly so slag will run out toward the front of weld and will not interfere. This will help ensure good fusion.



(15) Filled Craters

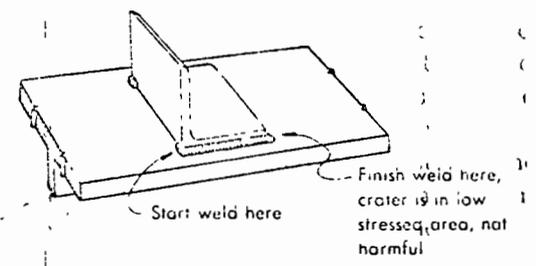
It might be argued that craters are a problem if—  
 1) they are undersize, i.e. not full throat, and/or  
 2) they are concave, since they might crack upon cooling; of course, once they cool down to room temperature, this would no longer be a problem.

Normally, on continuous fillet welds, there is no crater problem because each crater is filled by the next weld. The weldor starts his arc at the outer end of the last crater and momentarily swings back into the crater to fill it before going ahead for the next weld.

For a single connection, it is important at the end of the weld not to leave the crater in a highly stressed area. If necessary to do so, extra care should be taken to carefully fill the crater to full throat.

• Example On a beam-to-column connection using a top connecting plate, the crater of the fillet weld joining the plate to the beam flange should be made full throat.

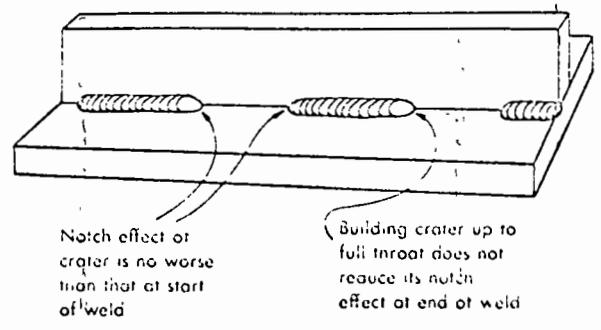
• Example: In shop welding a flexible seat angle to the supporting column flange, the welding sequence should permit the weld to start at the top portion of the seat angle, and carry down along the edge, with the crater at the bottom, as shown.



On intermittent fillet welds, unfilled craters should normally be no problem because:

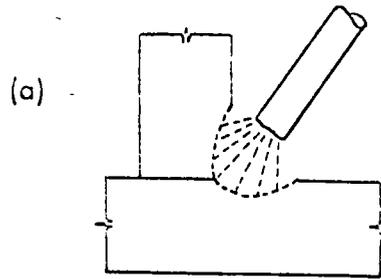
1. The additional strength obtained by filling the crater would not be needed in this low-stressed joint, for which intermittent fillet welds are sufficient.<sup>11</sup>

2. Any notch effect of an unfilled crater should be no worse than the notch presented by the start end of the fillet weld, shown below. No matter what is done to the crater, it will still represent the termination of the weld, in other words an unwelded portion meeting a 'welded' portion.

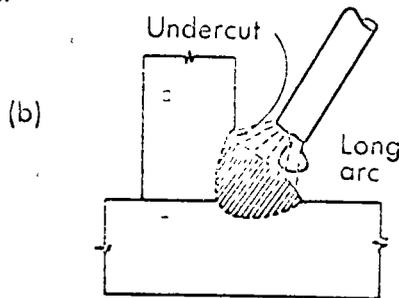


(76) Absence of Excessive Undercut

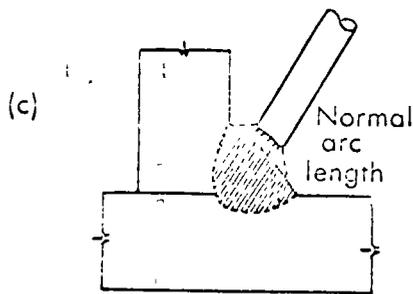
○ ○ ○



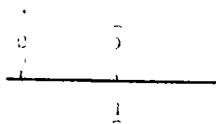
(a) The digging effect of the arc melts a portion of the base plate.



(b) If the arc is too long, the molten weld metal from the end of the electrode may fall short and not completely fill this melted zone, thus leaving an undercut along the upper leg of the weld.



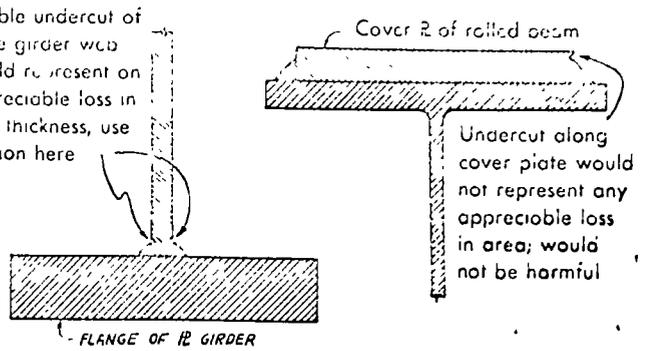
(c) If the arc is shortened to the proper arc length, the molten weld metal from the end of the electrode will completely fill this melted zone and will leave no undercut.



Undercut should not be accepted on a recurring basis since it can be eliminated with proper welding procedure. If, however, undercut does occur, the question to be answered at this point is whether it is harmful and needs repair.

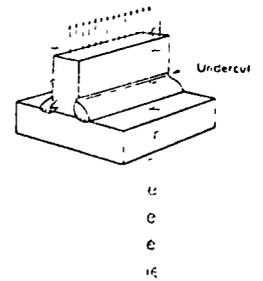
○ If the undercut results in a sizeable loss of net section that cannot be allowed.

Double undercut of plate girder web would represent an appreciable loss in web thickness, use caution here

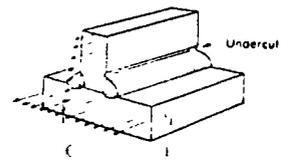


②nd If a force must be transferred transverse to the axis of the undercut, which may then act as a notch or stress riser.

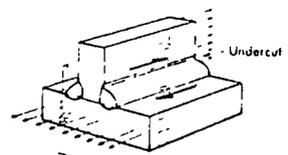
(a) Here the tensile force is applied transverse to the undercut and presents a stress riser. This would be harmful.



(b) Here the axial tensile stresses are applied parallel to the undercut and would not present a stress riser. This should not be harmful.



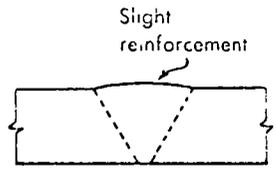
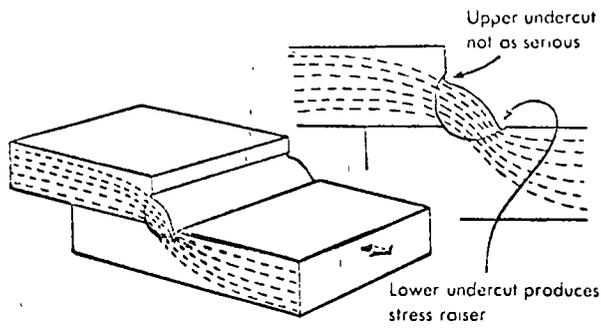
(c) Here the shear force is applied parallel to the undercut and would not present a stress riser. This should not be harmful.



The AWS allows undercut up to 0.01" in depth if it lies transverse to the applied force, and 1/32" if it lies parallel to the force.

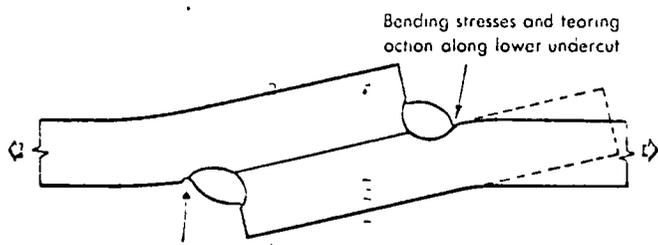
• Although both undercuts in this tensile joint are transverse to the notch, the upper undercut undoubtedly has less effect upon producing a stress raiser because the stress flows smoothly below the surface of the root of the notch. On the other hand, the lower undercut does represent a stress raiser because the flow of stress is greatly disturbed as it is forced to pass sharply around the root of the notch.

7.9-12 / Joint Design and Production



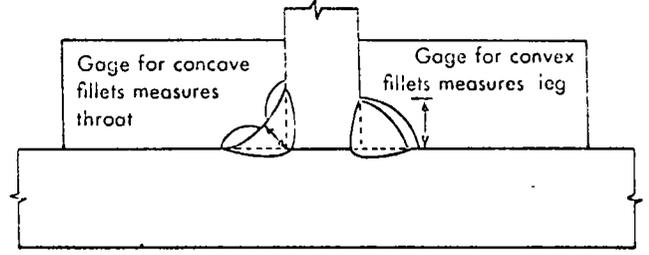
A nominal weld reinforcement (about 1/16" above flush) is required. Any more than this is unnecessary and increases the weld cost.

• In addition, any eccentricity would produce bending stresses in the region of the lower undercut.



(18) Full Size on Fillet Welds

○ ○ ○



Proper gaging of fillet welds is important to ensure adequate size.

(17) Slight Reinforcement on Groove Welds

○ ○ ○

(19) Absence of Cracks

○ ○ ○

There should be no cracks of any kind, either in the weld or in the heat-affected zone of the welded plate.

**Chapter 13****INSPECTION OF STRUCTURAL WELDING**

In any kind of fabrication or construction work, inspection is made easy or more difficult as a result of the amount and adequacy of the direct supervision and control exercised over the production forces. One of the principal duties of an engineering inspector is to make sure that competent and sufficient supervision and an adequate system of control are provided; although he should not attempt to dictate the details of the system of control that lie outside the province of engineering inspection.

With the large number of trained welding supervisors and inspectors, as well as welding operators, who have been released from war industries, there is surely an adequate supply of competent personnel from which the best can be chosen for peace-time industry. The background of experience developed by steel fabricators in war production has enabled them to establish effective systems of control to produce sound welding under peace-time conditions. Under these circumstances engineering control and inspection are greatly facilitated.

**General Methods of Engineering Control and Inspection**

Although the lack of a practical, generally applicable non-destructive test for completed welds has been deplored by some structural engineers, no such test has been developed and put into use for other methods of construction. Regardless of the method used, the most effective way to insure a good quality of workmanship and sound construction is to establish the essentials of the construction procedures to be used and then to exercise sufficient inspection over the work during its progress, to assure that the essential requirements are being met.

The workmanship clauses of the standard specifications for welded bridges and of the standard code and specifications for welded buildings, which have been cited in Chapter 5 and elsewhere in this manual, establish the essentials of prequalified welding procedures that have been tried and proved through long experience as well as research. When procedures are proposed which depart from those that have been established as prequalified, the American Welding Society code and specifications provide that such newer procedures must be thoroughly qualified by methods outlined in appendices of the code and specifications, which conform to the requirements of the American Welding Society's "Tentative Standard Qualification Procedure." This document and the appendices of the code and specifications cover also the requirements for qualification of welding operators.

The inspection of welded structural joints by non-destructive testing is not deemed necessary, and it is not required by the standard

specifications for structural work. No methods have been developed for such testing, to the point where they are economically practicable for general application to bridge or structural work.

If it is desired to supplement visual inspection with the occasional use of some method for random or spot checking of welds (perhaps at especially important butt welds in quite heavy material), several methods are available which have been used in this manner to some extent for the hull plating of ships, as part of a general system of control for welded construction. The methods that have been used are radiography (by means of X-rays or gamma-rays), magnetic powder testing, and probing or trepanning. X-ray examination has been handicapped by the lack of convenient and entirely suitable, portable equipment, which would reduce the cost of its application somewhat.

The probing or trepanning method consists of the removal of a short length of weld to provide a sample for an inspection of its cross-section, or to open up a cavity for subsurface inspection. A special machine, equipped with a dish-shaped, circular saw, is available for removing a boat-shaped sample, leaving a cavity of a similar form that facilitates refilling with sound weld metal. If a cylindrical plug is removed by means of a core drill, the hole must be elongated to a general shape similar to that mentioned above, by flame gouging or chipping. Then the cavity should be backed up with a bar or strip of steel for rewelding. If an inspection of the cavity, alone, is sufficient for the objective of the examination, the entire operation of removal and shaping can be done by flame gouging or chipping.

Experience indicates that the most important benefit to be derived from the methods of examination described above is in the psychological effect upon the welding operator, who knows that there is always a possibility that any one of his important welds may be checked in this manner. To make the methods effective, it is essential that the operator be required to place an identification mark by each of his welds, preferably by means of chalk or "paint-stick" marks that will not scar the steel.

Each of the methods described has its advantages and disadvantages. The principal disadvantage of the probing or trepanning method is that if this operation and the rewelding are not carefully controlled, there is the possibility of a sound weld being opened up for inspection and being replaced subsequently with a less satisfactory weld made under less ideal conditions. Also, except for the original cost of equipment, the cost of making a radiographic film is considerably less than the cost of probing or trepanning and rewelding, especially when a sample is removed. Further, the film covers a considerably greater length of weld. In favor of trepanning, it may be said that it is usually somewhat more effective to show to a welding operator an actual trepanned sample of his welding than to show him a radiograph. For this

reason, trepanning might well be used to remove samples of any defective welds that are located by other methods.

In any event, the inspector should not make unreasonable demands for trepanning, chipping or gouging to reveal possible defects of welding. He should have good reason to suspect the presence of serious defects before requiring the use of this method to any marked extent as a means of inspection.

When defects are found in welds or plate material and they must be removed, this may be done by chipping or by gas gouging with a special style of tip that can be obtained for use with a cutting torch. The gas gouging method holds the advantage that a defect becomes very obvious and remains visible under the oxyacetylene gouging flame until it has been entirely removed, and therefore there is no likelihood of simply ironing over the defect and covering it up. The process is quiet and it can be carried out in any position of work, flat, horizontal, vertical or overhead. With a little practice an operator can make a smooth groove of such a shape that it can be rewelded easily, whereas in chipping, care must be taken to avoid such a sharp and narrow bottom of groove as to prevent full penetration by the subsequent rewelding.

#### Duties of Inspector

A complete detailed discussion of inspection for welded construction lies outside the scope of a manual of design of this kind. For additional information the reader is referred to "Recommended Practices for Inspection of Fusion Welding,"\* a comprehensive booklet published by the American Welding Society, covering the inspection of various kinds of welded structures and products. It contains a great deal of fundamental information regarding welding characteristics of ferrous metals and the duties of inspectors, as well as the inspection and testing of welded structures. A large part of the information can be applied to the welding of structures like bridges and buildings.

Since the general qualifications and duties of an inspector of welded construction are no different from those for other types of construction, the discussion in this chapter is limited to features that are peculiar to welded construction.

It is not necessary that such an inspector be a skilled welding operator, but it is very essential that he be familiar with the practical aspects of welding, as well as its technical aspects. It will be a big help to him if he has had at least enough experience in actual welding to appreciate thoroughly the techniques that are employed. For detailed

\* This booklet is reproduced in full, in the Welding Handbook of the American Welding Society. (See reference, p. 4 of this Manual.) For an even more comprehensive discussion, the reader is referred to "Inspection Handbook for Manual Metal Arc Welding," published by The American Welding Society.

information upon suitable techniques employed in arc welding, the inspector may consult one of the several books that have been published for practical instruction courses in welding. Books of this kind are available through the publishers of this manual.

The duties of the inspector that are specially related to welding may be summarized as follows:

#### **I. Electrodes**

- (a) To determine that the electrodes used are of such classifications as conform to the requirements of the specifications, and that they have not been damaged by rough handling or improper storage.
- (b) To determine that the electrodes employed for each position of welding, kind of current and other conditions of use are of a suitable classification. (See appendix of A.W.S.-A.S.T.M. Specification for Iron and Steel Arc-Welding Electrodes, which is reproduced on pages 258 to 268 of this manual).

#### **II. Welding Procedures and Sequence, Supervision, and Welding Operators**

- (a) To determine that the welding procedures proposed for use are standard prequalified procedures, or otherwise that they have been qualified properly by the prescribed tests.
- (b) To determine that the welding sequence to be used, together with the proposed procedure, is capable of producing sound welded joints without excessive restraint against weld contraction. This is of particular significance in the fabrication of heavy girders and trusses and in making field splices in them; also in any case where extensive areas of plating are involved, as in "battle-deck" or other types of metal floor construction, or in the case of a structure with relatively long lines of continuous framing, where shrinkage might be cumulative if suitable provisions are not made to prevent it.
- (c) To determine that an adequate system of control and supervision of the welding and all related operations has been set up, including the preparation of material and the fitting.
- (d) To determine that all the welding operators to be employed upon the work have been properly qualified by a responsible bureau or agency.
- (e) To determine that the welding equipment to be used is of a suitable type and in good operating condition.

**III. Preparation of Material and Fitting for Welding.**

- (a) To determine that the edge-preparation of material at welded joints is done with sufficient accuracy, and that the material has not been kinked or buckled in handling in such a way as to prevent proper fitting.
- (b) To determine that the fitting is done within suitable tolerances so that sound welds can be made without difficulty.

**IV. Execution of the Welding.**

- (a) To determine in general that the procedure of welding as carried out conforms to that which has been established as qualified.
- (b) To observe occasionally the work of each welding operator to determine that he understands the procedure to be followed, and to check his ability, especially in the case of his having been out of employment at welding for a period of time.

**V. Inspection of Finished Welding.**

- (a) To examine every welded joint for compliance with the working drawings with respect to sizes, lengths and locations of welds.
- (b) To examine the welding for compliance with standards of workmanship with respect to convexity or concavity of weld surface, surface defects, craters, undercutting, overlapped edges of welds, cracks, etc.
- (c) To require corrective measures to be taken wherever necessary, in compliance with the methods prescribed by the specifications.

In the inspection of the work during its execution, special attention should be given to butt welds at critical locations. An inspection of the groove for proper preparation and fit-up in advance of the welding, and an inspection of root passes and the back-chipping or gouging of them to remove slag and imperfections down to sound metal in advance of welding from the opposite side, will go a long way toward insuring sound butt welds. The ends of important butt welds at the edges of the material should be given special attention to insure against defects.

Although it is possible to make a fillet weld of good external appearance which has insufficient penetration into the root, or other defects, it is not likely that an operator who makes such fillet welds of good appearance will make welds with serious sub-surface defects.

The inspector should insist upon every welding operator having a weld gage at all times and upon his using it. Experience has shown a very strong general tendency for operators to make oversize fillet welds.

This is not only wasteful but undesirable for other reasons mentioned previously in this manual. On pages 145 and 146 there are illustrated two types of gages that have become standardized in use for measuring weld sizes and dimensions. The type shown on page 145 has been the most popular in practice for measuring fillet welds because it does not require meticulous care in its use. The type shown on page 146 is especially convenient and accurate for measuring the convexity or "reinforcement" of butt welds.

Acceptable contours of welds are illustrated on page 249. Fillet welds will usually be of the equal leg mitre type with a flat face, or of the convex type, unless the designer makes a special notation calling for a concave type, an elongated fillet or some other special type.

Where concave fillet welds are used it is very important to have the operators themselves check the size of throat of the weld occasionally, because the tendency in this particular case is more likely to be toward making undersize welds.

As in the case of other methods of construction, emphasis in inspection and supervision should be placed upon critical portions of a structure.

#### Checking Details and Connections Against Design Standards

When the standardized welded connections of Part II of this manual are used, the checking of details and connections in the shop and particularly in the field is greatly simplified. A completely detailed set of standard connections with their identification symbols shown, can be furnished to the inspector, along with the shop drawings or erection plans, upon which every connection and detail is marked and referenced to the standards. A scheme of this general nature was devised and based upon particular job standards for the field connections of the Benjamin Franklin High School in New York City, described in the Engineering News-Record, June 19, 1941.

In most buildings at least some special details and connections will be involved in the field welding as well as in the shop work. To cover these, the standards furnished to the inspector may be supplemented with a few special sheets of design details upon which these details are assigned special identification or reference symbols, in case they are sufficiently numerous to justify this treatment.

#### Methods of Correction

Engineers who are accustomed only to riveted construction are sometimes rather surprised to find that a more extensive application of corrective measures is permitted by specifications for welded structures. The engineer in charge of inspection must necessarily take measures to hold up the standards of workmanship in general, and there is

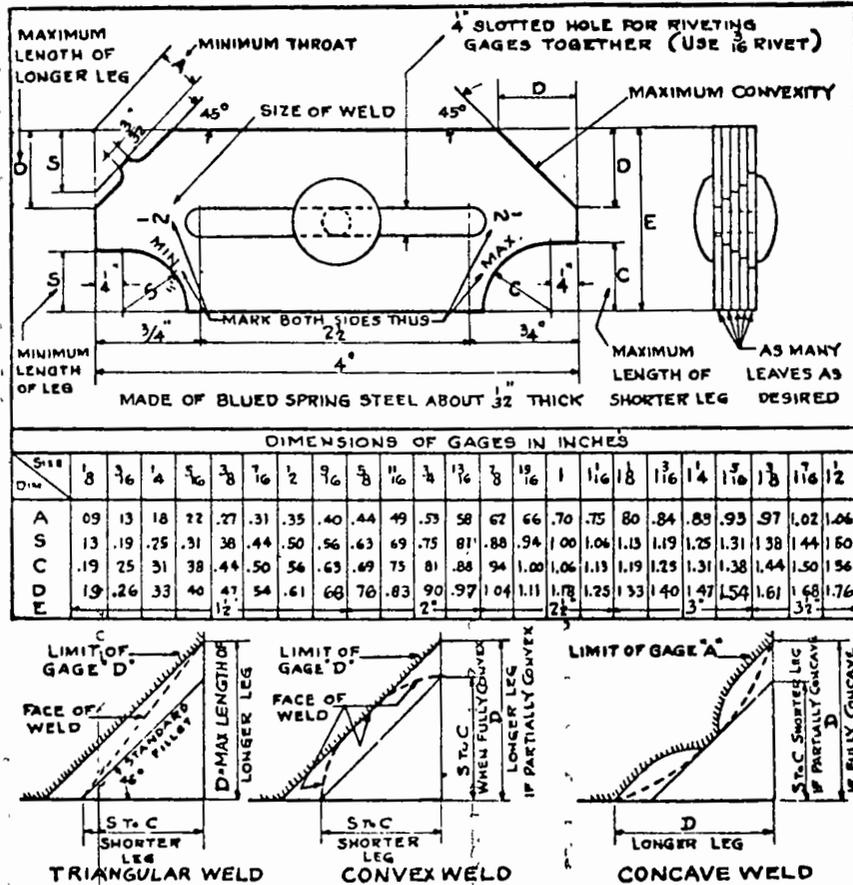


Fig. 1—Gages for Fillet Welds.

Each gage is made to the proper dimensions as given in the table for each weld size, and each gage is marked on both its faces with the size of fillet weld for which it is to be used. The gage for a 1/2 inch weld size is illustrated.

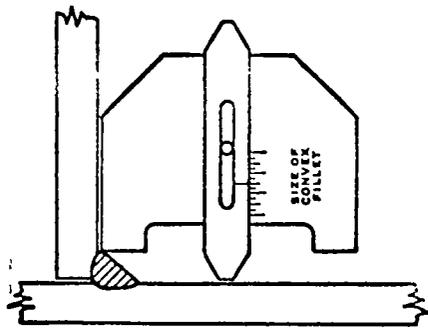
The size, "S," of any weld as actually made, is determined by the length of its shorter leg (except in special cases of fillets designated to be elongated). For ordinary, 45-degree fillet welds, the minimum permissible throat, "A," is 0.707S. For the sake of maintaining good control and economy, the maximum length of the shorter leg is established as "C," which is just short of the dimension "S" for the next larger weld size.

The dimension "D" is the length of leg of a larger, triangular weld whose throat exceeds the minimum permissible throat "A," by the amount, 0.1S + 0.03 inch, which is the maximum permissible convexity.

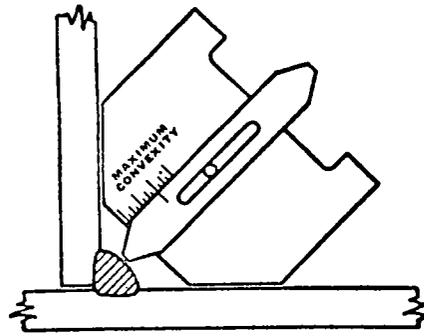
The weld throat is checked with the A-corner of the gage (as illustrated above for a concave weld). If the throat is oversize, the weld is checked for excessive convexity, using the D-corner of the gage (as illustrated above for a convex weld).

The shorter leg of the weld is checked with the S-corner of the gage to determine whether it is undersize, and it is checked with the C-corner to determine whether it is oversize. The longer leg is checked with the D-corner of the gage to determine whether it is oversize.

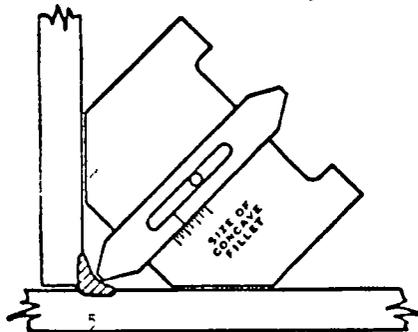
Undersize welds and welds of deficient throat-dimension are corrected by building them up with additional weld metal. Oversize welds are called to the attention of the welding operators for their guidance. Under most circumstances, oversize welds do not require correction, except that convexity in excess of that permitted, should be removed. The prescribed maximum convexity does not pertain to the outside fillet weld of a corner joint.



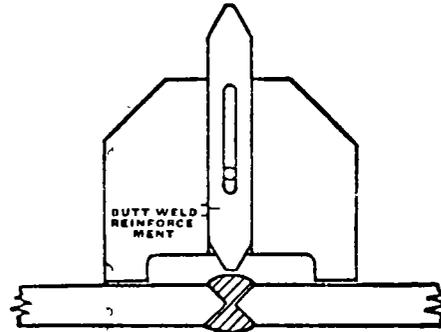
(a) To determine the size of a convex fillet weld, place gage against the toe of the shortest leg of the fillet and slide pointer out until it touches structure. Read "size of convex fillet" on face of gage. (See sketch above.)



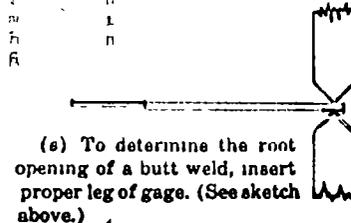
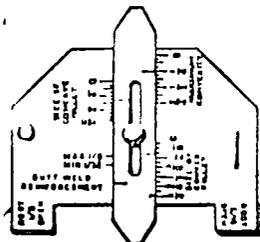
(c) To determine the convexity of a convex fillet weld after its size has been determined, place gage against structure and slide pointer out until it touches the face of the fillet weld. The maximum convexity should not be greater than indicated by "maximum convexity" for the size of fillet being checked. (See sketch above.)



(b) To determine the size of a concave fillet weld, place gage against structure and slide pointer out until it touches the face of the fillet weld. Read "size of concave fillet," on face of gage. (See sketch above.)



(d) To determine the reinforcement of a butt weld, place gage so that reinforcement will come between legs of gage and slide pointer out until it touches the face of the weld. The permissible reinforcement is that indicated on the face of the gage. (See sketch above.)



(e) To determine the root opening of a butt weld, insert proper leg of gage. (See sketch above.)

Fig. 2—Methods of Using Butt and Fillet Weld Gage.

a limit to the amount of correction work which it is advisable to permit in lieu of rejecting a part or member and requiring its replacement. However, there are many circumstances under which quite extensive corrections can be permitted by the use of welding without jeopardizing the strength or structural value of a member or frame in any way, provided that the execution of the corrections is correctly planned and properly controlled, and suitable procedures are used. This is possible because the welding process is a more flexible and versatile one, whereby materials can be joined together intimately to develop their full strength and cross-sectional area, without leaving them with the appearance of being patched.

Because of changing service requirements and other contingencies that have arisen in connection with the building and operation of welded ships during the war, it has often been necessary to make major changes in plans and frequently very extensive reconversions of ships during their construction, requiring the removal and replacement of many parts and members. Sometimes it has been possible to make use of parts of the removed material to fabricate new or additional parts to be installed, and thereby save valuable time and strategic materials. Where such work has been carried out and where various corrections have been made, under control comparable to that exercised over the original work, there have been no indications from experience that strength or serviceability has been adversely affected in any way.

Suitable methods of correction for use in welded bridge and building construction are described in the pertinent specifications and code of the American Welding Society.

**TABLA COMPARATIVA DE ELECTRODOS PARA SOLDAR**  
según varios fabricantes

ESPECIFICACION AWS	A O SMITH	AGA SUTFC	CHAMPION	ELESA	GENERAL ELECTRIC	HOBART	LINCOLN	P & H	WESTINGHOUSE
E-6010	SW-14	FERROMATIC 10	DIABLO AZUL	6010	W-610-A	10	FLEET WELD 5	AP-100	XL-610
E-6011	SW-10	FERROMATIC 11	DIABLO AZUL ALTRNO	6011	W-611-A	335	FLEET WELD 35	AC-1	ACP-611
E-6012	SW-11 SW-17	FERROMATIC 12	DIABLO GRIS No. 2	6012	W-612-A	12	FLEET WELD 7	PFA 612-P	FP 6012 FP-2-612
E-6013	SW-15 SW-16	FERROMATIC 13	DIABLO LIGERO	6013	W-613-A	13	FLEET WELD 47	AC-3-13	SW-613 SW-2-M
E-7010	SW-75	CELLOCORD 70	DIABLO AZUL 85	7010	W-710-A	885	SHIELD-ARC 85	CM-50	AP-MO
FIERRO VACIADO	SW-5	SUTFC ARC 37		425	W-83	HARCAST	FERROWELD	HARCAST	CASTING WELD
<b>RECUBRIMIENTOS DUROS</b>	SW-505-B	GITO-MANGAN	DIABLO DE MANGANESO	700		CO-MANGANOL	MANGAN-WELD-B	HARNO-MANG-A	
	SW-515-B			724		MANGANIK	MANGAN-WELD AC	HARNI MANG-A	
	D-WELD-B	SUFMEX 250		320	W-98	TUFAN HARD 250	ABRASO-WELD	HARTOP BROWN	HARDEN TOUGH 250
	D-WELD-E	SUFMEX 400	DIABLO DURO	360	W-93	TUFAN HARD 400	FACEWELD 1	HARTOP RED	HARDEN TOUGH 450
	D-WELD-F	SUFMEX 600	DIABLO RESISTENTE	370	W-95	TUFAN HARD 600	FACEWELD 12	HARTOP YELLOW	HARDEN TOUGH 550

SIMBOLOS PARA SOLDADURA ELECTRICA										
TIPO DE SOLDADURA							SOLDADURA DE CAMPO	SOLDADURA ALREDEDOR	ENRASE	
CANTO	CHAFLAN	RANURA DE LAS PIEZAS								CUÑA
		RECTANGULAR	V	BISEL	U	J				

LOCALIZACION DE LAS SOLDADURAS		
Lado más cercano	Lado más lejano	Ambos lados

N O T A S

- 1.—El lado de la junta para donde señala la flecha es el lado más cercano y el lado opuesto a éste es el lado más lejano.
- 2.—Las soldaduras del lado más cercano y del más lejano se harán de la misma dimensión a menos que se indique de otra manera.
- 3.—Los símbolos se aplican hasta donde haya un cambio notable de dirección o en las dimensiones indicadas (excepto cuando se use el símbolo de "todo alrededor").
- 4.—Todas las soldaduras son continuas y de las proporciones normalizadas por el usuario si no se indica de otra manera.
- 5.—La cola de la flecha se usa para anotar especificaciones. Si no hay nada que anotar, se omite la cola de la flecha, p. e. se pone A. E. para Arco Automático protegido con electrodo y A. S. para automático sumergido.
- 6.—En las juntas en las que hay que hacer ranura a un miembro, la flecha señalará tal miembro.
- 7.—Las dimensiones de las soldaduras, de la longitud del incremento y de los espaciamientos se indicarán en milímetros o pulgadas.
- 8.—Dimensiones, símbolo, longitud y espaciamiento se leerán en ese orden, de izquierda a derecha a lo largo de la línea de referencia independiente del sentido de la flecha.

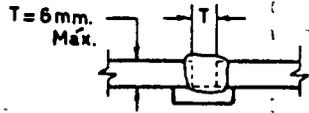
# UNIONES SOLDADAS

## PENETRACION COMPLETA

con soldadura de arco manual con método protegido de espesor limitado y no limitado

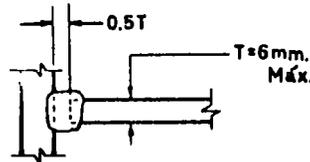
**B-L1a**

RECTA



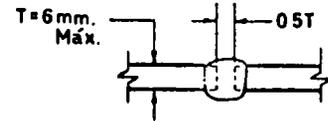
**TC-L1**

<sup>a</sup>RECTA



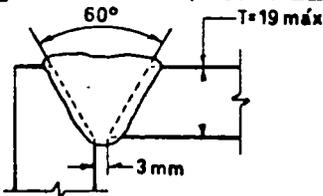
**B-L1b**

<sup>a</sup>RECTA



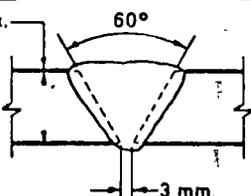
**C-L2**

<sup>a</sup>V SIMPLE



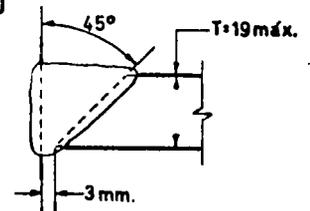
**B-L2**

<sup>a</sup>V SIMPLE



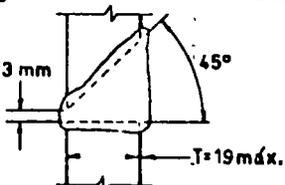
**TC-L4a**

<sup>a</sup>BISEL SIMPLE



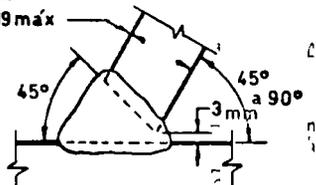
**B-L4**

<sup>a</sup>b BISEL SIMPLE



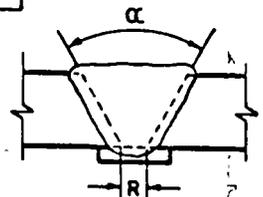
**TC-L4b**

<sup>a</sup>BISEL SIMPLE



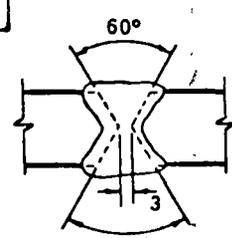
**\*B-U2**

<sup>d</sup>V SIMPLE



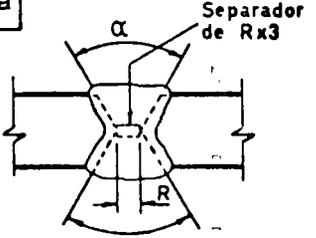
**B-U3b**

<sup>a</sup>c V DOBLE



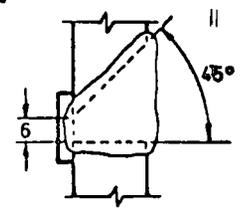
**\*B-U3a**

<sup>a</sup>c V DOBLE



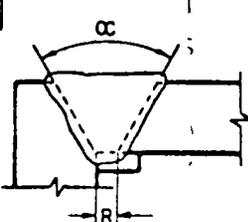
**B-U4**

<sup>b</sup>BISEL SIMPLE



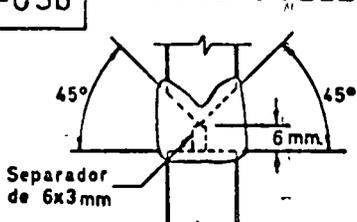
**\*C-U2**

V SIMPLE



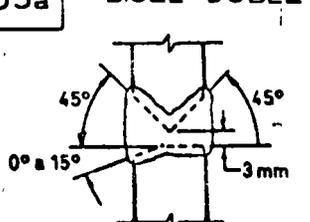
**B-U5b**

<sup>a</sup>b c BISEL DOBLE



**B-U5a**

<sup>a</sup>b c BISEL DOBLE



\*LIMITACIONES PARA UNIONES B-U2, B-U3a Y C-U2

α	R	Posición permitida para soldar
45°	6	Cualquier posición.
30°	10	Plana y sobre cabeza únicamente
20°	13	Plana y sobre cabeza únicamente

a) Calibrar la raíz por el lado opuesto al que va a soldarse.

b) Para posición horizontal únicamente.

*Anotaciones en milímetros*

c) Estas uniones de preferencia, deben limitarse a espesores del metal base de 16 mm. o mayores.

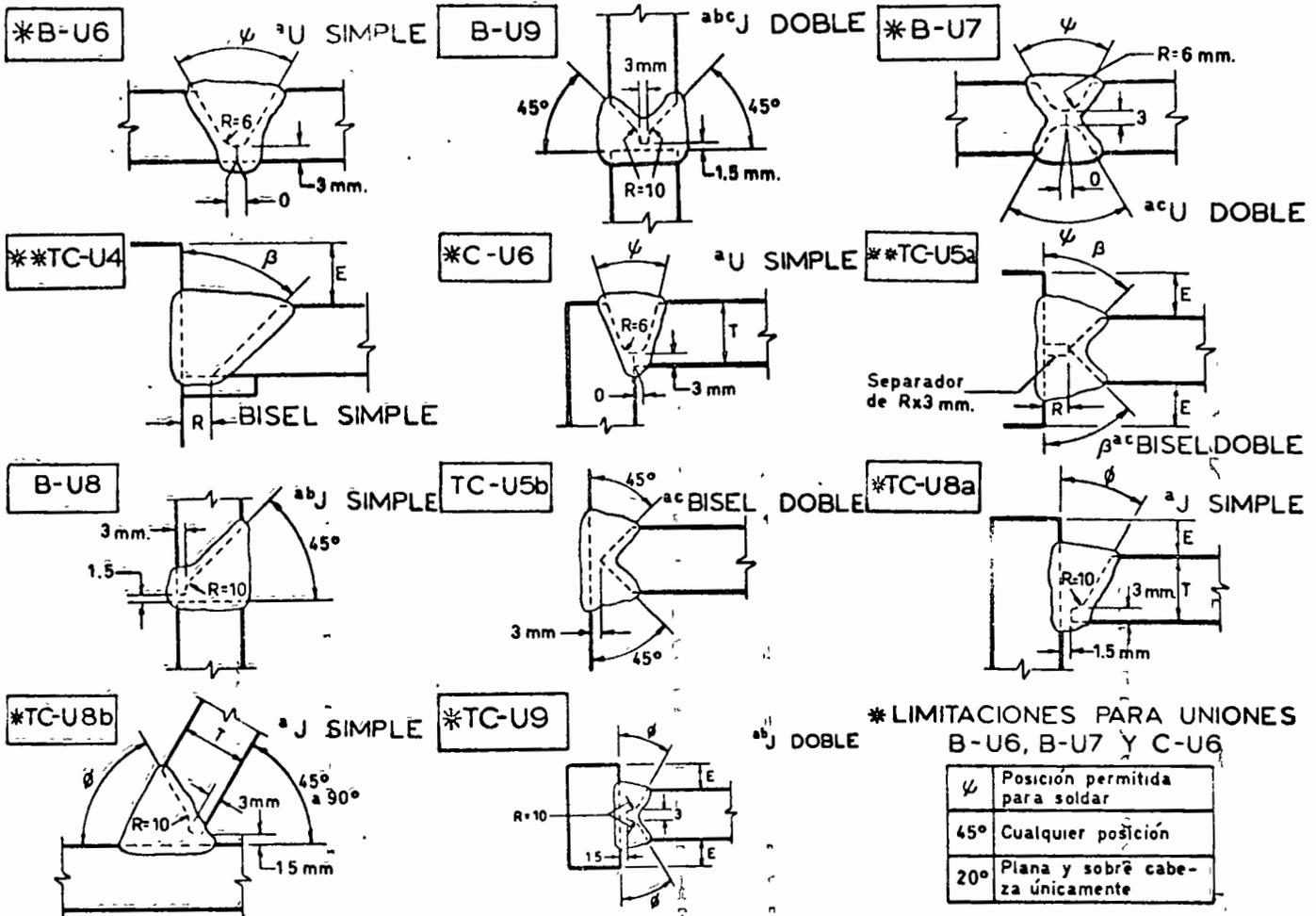
d) No es precalificada para uniones a tope en los patines de tensión en las traveses para puentes.

# UNIONES SOLDADAS



## PENETRACION COMPLETA

con soldadura de arco manual con electrodo protegido de espesor no-limitado



### \*LIMITACIONES PARA UNIONES B-U6, B-U7 Y C-U6

$\psi$	Posición permitida para soldar
45°	Cualquier posición
20°	Plana y sobre cabeza únicamente

- a) Calibrar la raíz por el lado opuesto al que va a soldarse
- b) Para posición horizontal únicamente.
- c) Estas uniones de preferencia, deben limitarse a espesores del metal base de 16 mm o mayores

La dimensión del chaflán de refuerzo en las uniones en T o esquina, serán igual a T/4, con 10 mm como máximo

Anotaciones en milímetros

### \*\*LIMITACIONES PARA UNIONES TC-U4 Y TC-U5a

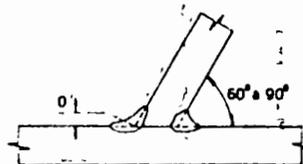
$\beta$	R	Posición permitida para soldar	E
45°	6	Cualquier posición	No limitado
30°	10	Plana y sobre cabeza únicamente	No mayor de 76 mm

### \*LIMITACIONES PARA UNIONES TC-U8a, TC-U8b Y TC-U9

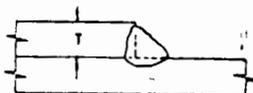
$\beta$	Posición permitida para soldar	(TC-U8a) E (TC-U9)
45°	Cualquier posición	NO Limitado
30°	Plana y sobre cabeza únicamente	No mayor de 76 mm

### DETALLE DE CHAFLANES

para soldadura de arco manual con electrodo protegido y de arco sumergido

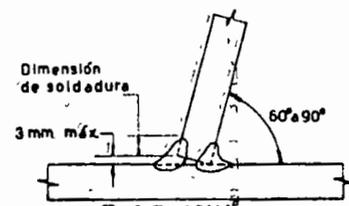


T OBLICUA



T = 6 Dimensión máxima de chaflán = T  
T ≥ 6 Dimensión máxima de chaflán = T-15

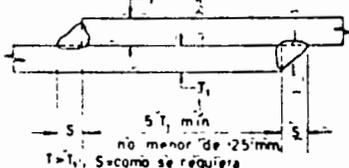
CHAFLAN EN UN CANTO



T OBLICUA

Para dimensión máxima de soldadura = T si T > 6 mm.

Anotaciones en milímetros



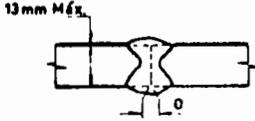
TRASLAPE CON DOS CHAFLANES

## PENETRACION COMPLETA Y PARCIAL

con soldadura de arco sumergido de espesores limitados y no-limitados  
y de arco manual con electrodo protegido y de arco sumergido de espesores No-limitados

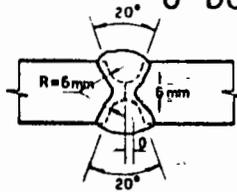
B-L1-S

RECTA



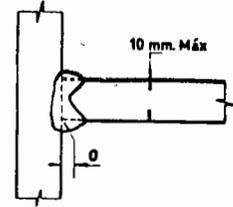
B-U7-S

U DOBLE



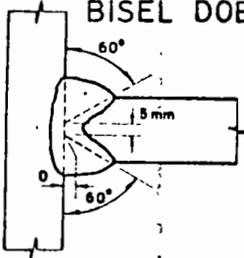
TC-L1-S

RECTA



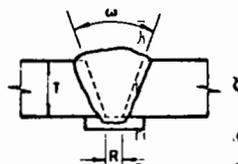
TC-U5-S

BISEL DOBLE

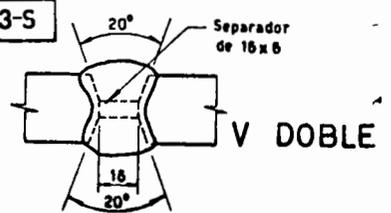


\* B-L2a-S  
\* B-U2-S

V SIMPLE

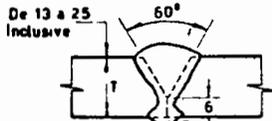


B-U3-S

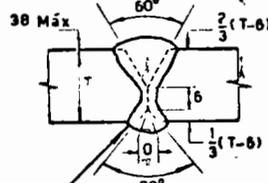


B-L2b-S

V SIMPLE

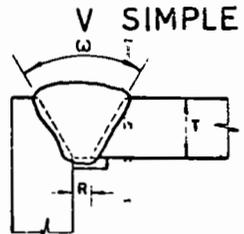


B-L3-S



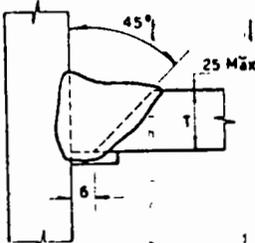
\* C-L2a-S  
\* C-U2-S

V DOBLE



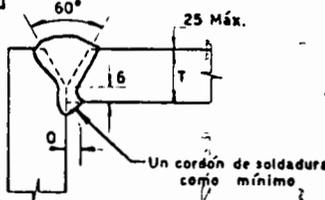
TC-L4a-S

BISEL SIMPLE



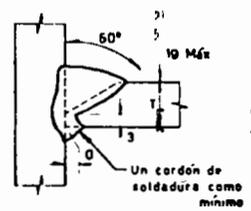
C-L2b-S

V SIMPLE



TC-L4b-S

BISEL SIMPLE



\* LIMITACIONES PARA UNIONES

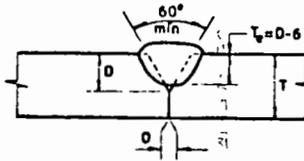
B-L2a-S Y C-L2a-S

B-U2-S Y C-U2-S

Designacion	$\omega$	R	Máximo Espesor (T)
B-L2a-S C-L2a-S	30°	6	43
B-U2-S C-U2-S	20°	16	No limitado

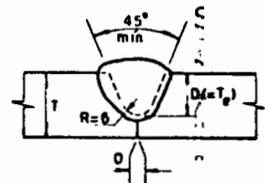
BC-P2

V SIMPLE



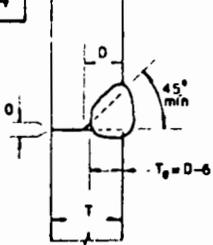
BC-P6

U SIMPLE



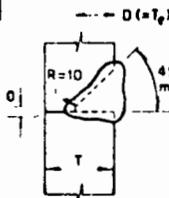
BTC-P4

BISEL SIMPLE



BTC-P8

J SIMPLE



TIPO DE UNION

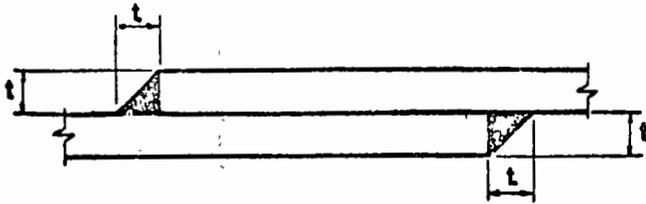
- B.—Unión a tope.
- C.—Unión en esquina.
- T.—Unión en "te" y en esquina.
- L.—Espesor limitado.
- U.—Espesor no limitado.
- P.—Penetración parcial.
- S.—Arco sumergido.

$T > 13$

Min.  $T_e = \sqrt{7/6}$

Acotaciones en milímetros

## SOLDADURA ELECTRICA MANUAL



$\phi$ ELECTRODO		t
3/32"	2.38 mm	3.0 mm
1/8"	3.17 mm	4.0 mm
5/32"	3.97 mm	5.0 mm
3/16"	4.76 mm	6.0 mm

Dimensión "t" de filete para rendimiento de 1 cm. de longitud de cordón por cm. de electrodo de distintos diámetros (sin desperdicio).

Para N cordones,  
multiplicar dimensión tabulada por  $\sqrt{N}$ .

Para  $t = \phi$  el rendimiento es de 1.57 cm. de cordón por cm. de electrodo (sin desperdicio).

### PESOS DE FILETES DEPOSITADOS POR METRO LINEAL (Aprox.)

t	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	t	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>
2.0	15.7	18.1	1/4" = 6.3	158.5	182.5
3.0	35.4	40.7	7.0	192.5	221.5
3.2 = 1/8"	39.5	45.5	5/16" = 7.9	246.2	284.0
4.0	62.9	72.4	9.0	318.0	366.0
4.76 = 3/16"	89.0	102.5	3/8" = 9.5	356.0	409.0
5.0	98.2	113.0	10.0	393.0	451.0
6.0	141.2	162.5	11.0	476.0	547.0

t = Espesor del filete en mm.

P<sub>1</sub> = Peso de metal depositado (gr/ml).

P<sub>2</sub> = Peso de electrodo gastado, considerando 15% de sobrepeso de fundente y sin considerar desperdicio. (gr/ml).

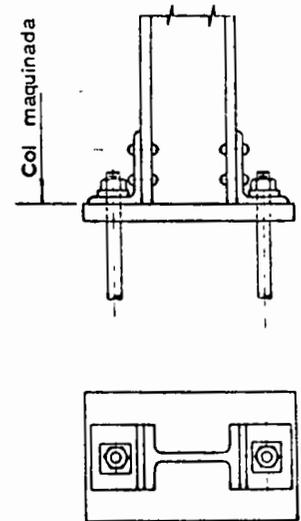
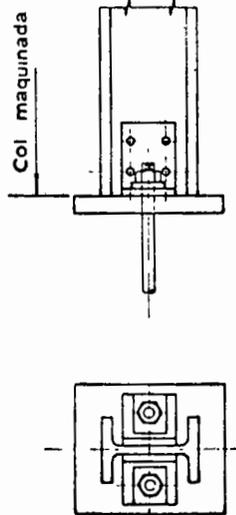
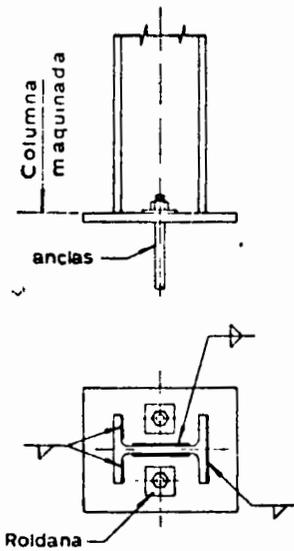
### PESO DE ELECTRODOS

$\phi$ Electr.	No. Electr. por Kg.	Peso por Electr. en gr.	Long. Electr.
1/8	39	25.5	14"
5/32	25	39.5	14"
3/16	18	55.3	14"
1/4	7 3/4	12.9	18"

## DETALLE DE CONEXIONES

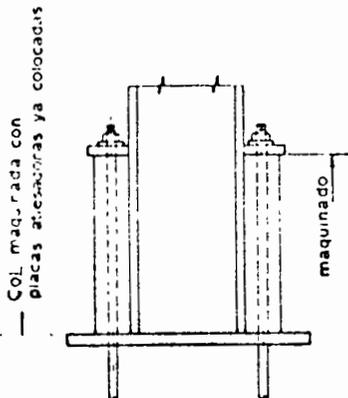
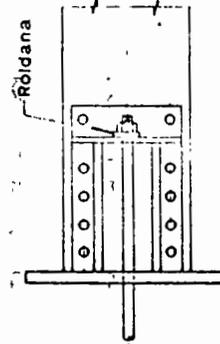
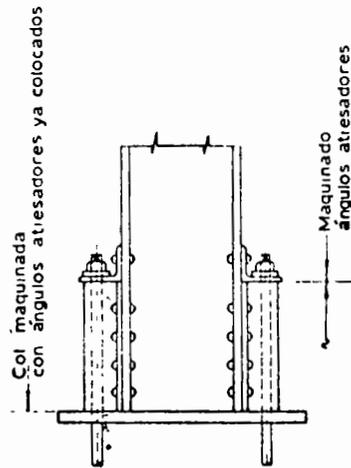
Los detalles presentados en esta página y en las siguientes, son sugerencias únicamente y no se intenta limitar el uso de otras conexiones similares.

### PLACAS DE ASIENTO PARA COLUMNAS



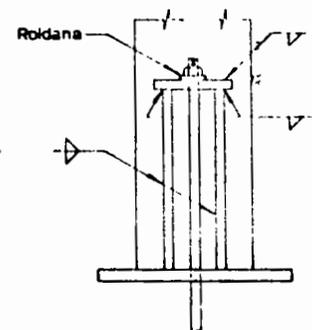
Placa de base soldada en el taller a la columna.

Placa de base terminada y embarcada por separado.



Placa base soldada en el taller a la columna, o embarcada como pieza separada.

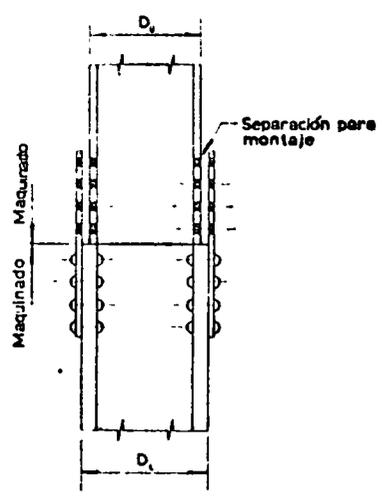
Nota: Las anclas deberán separarse lo más posible para seguridad del montaje.



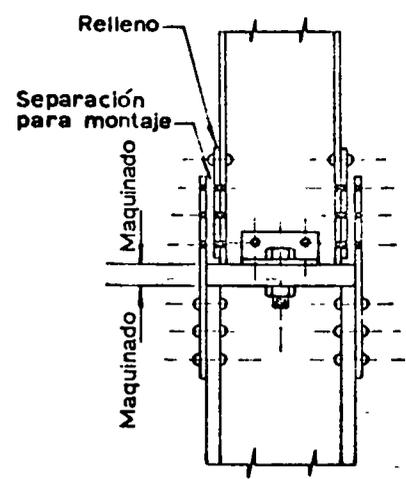
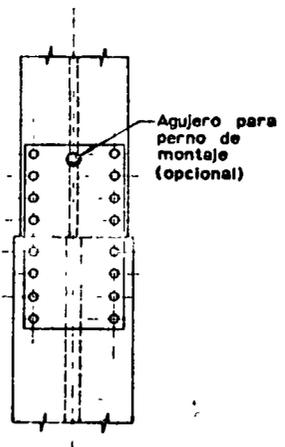
# DETALLE DE CONEXIONES

## UNIONES PARA COLUMNAS

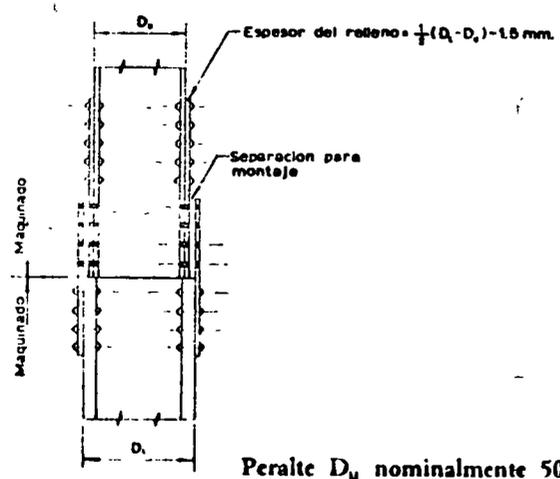
### Remachado y Atornillado



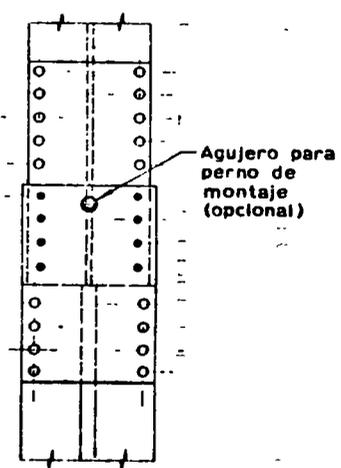
Peralte  $D_0$  y  $D_L$   
Nominalmente el mismo



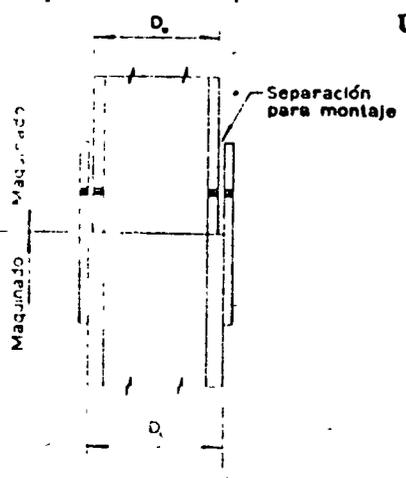
Placa de asiento



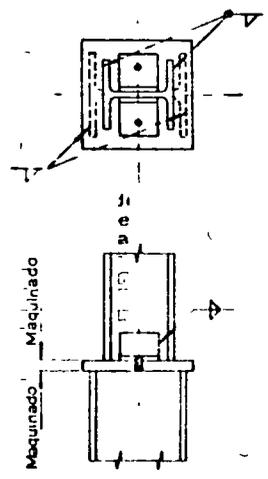
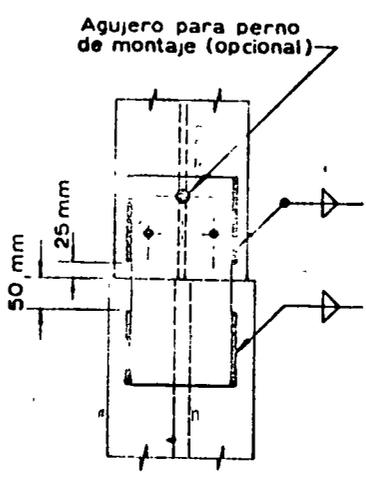
Peralte  $D_0$  nominalmente 50 mm. menor que  $D_L$



### UNIONES PARA COLUMNA SOLDADAS



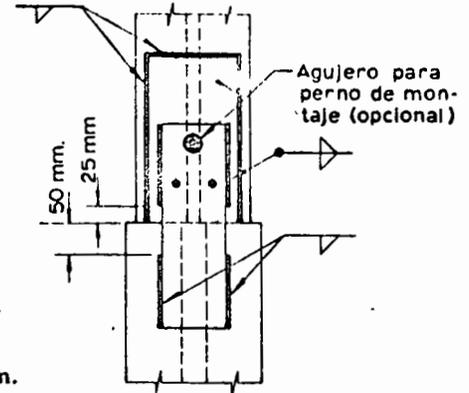
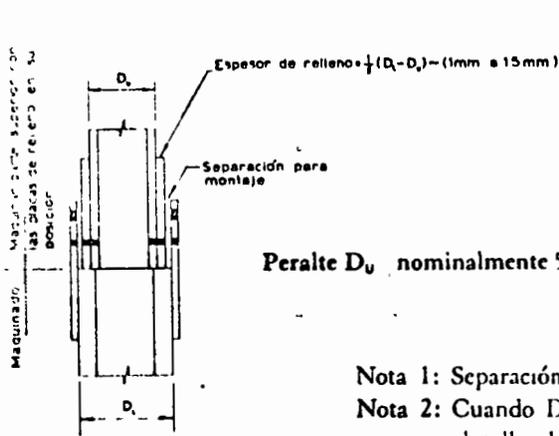
Peralte  $D_0$  y  $D_L$   
Nominalmente el mismo



Placa de asiento

## DETALLE DE CONEXIONES

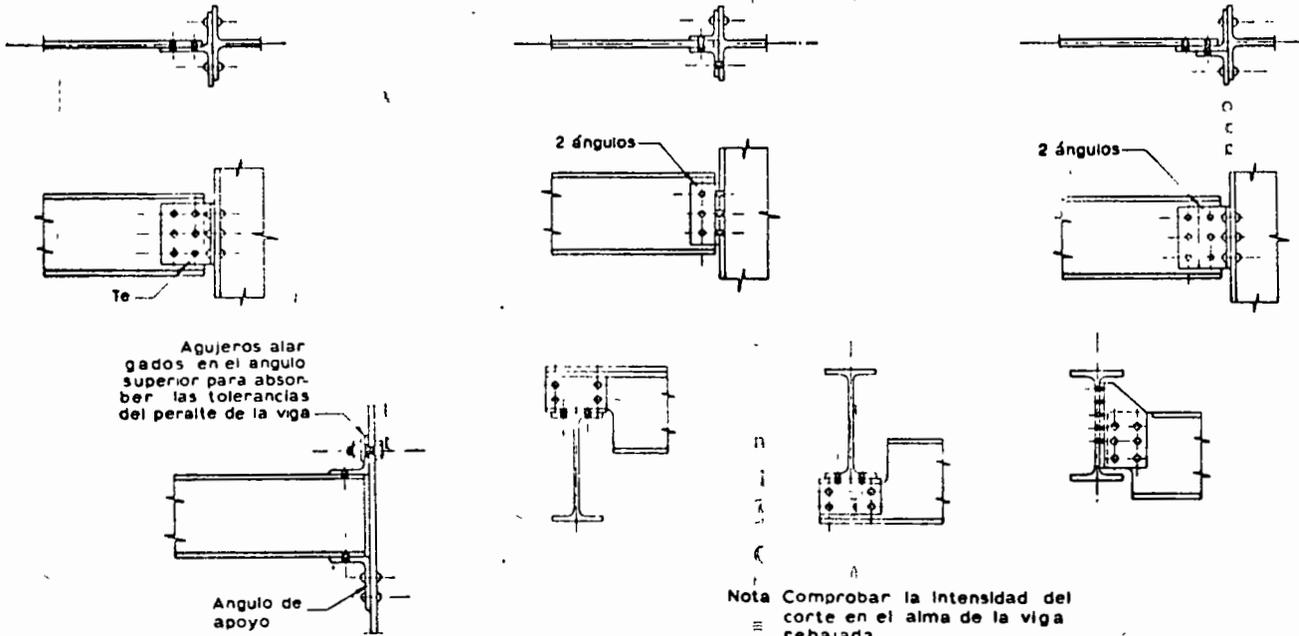
### UNIONES PARA COLUMNA SOLDADAS



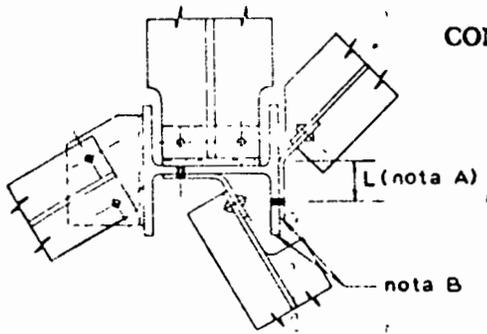
Nota 1: Separación para montaje, de 1 a 1.5 mm.

Nota 2: Cuando  $D_u$  y  $D_L$  son nominalmente el mismo y se necesitan rellenos delgados, el taller le puede soldar la placa de unión a la sección superior y proveer la separación para montaje de campo de la sección inferior.

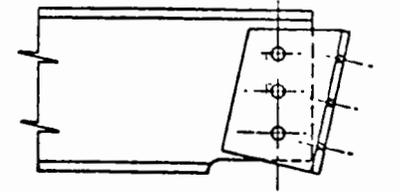
### CONEXIONES PARA CORTE



### CONEXIONES OBLICUAS TÍPICAS



Agujeros punzonados oblicuos en la pieza de conexión y perpendiculares al eje de la viga.



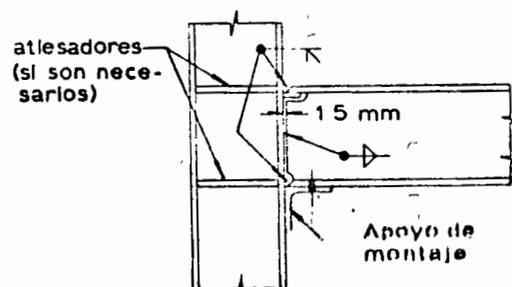
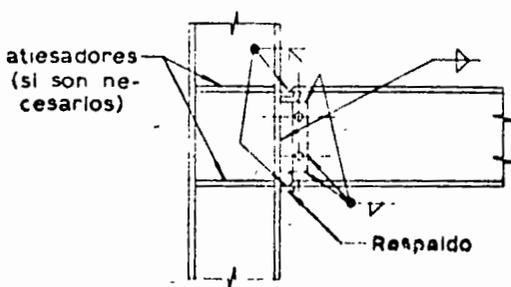
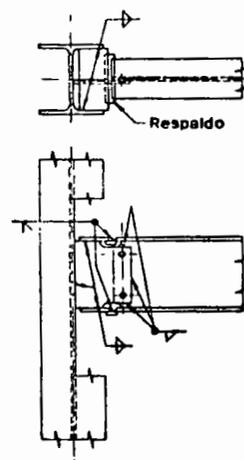
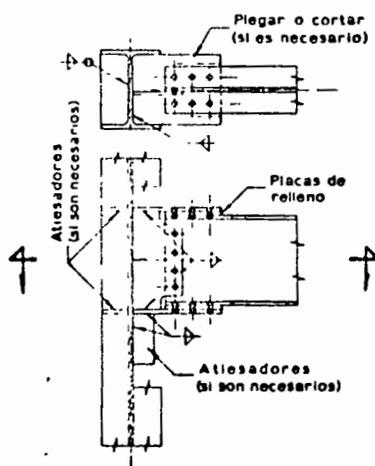
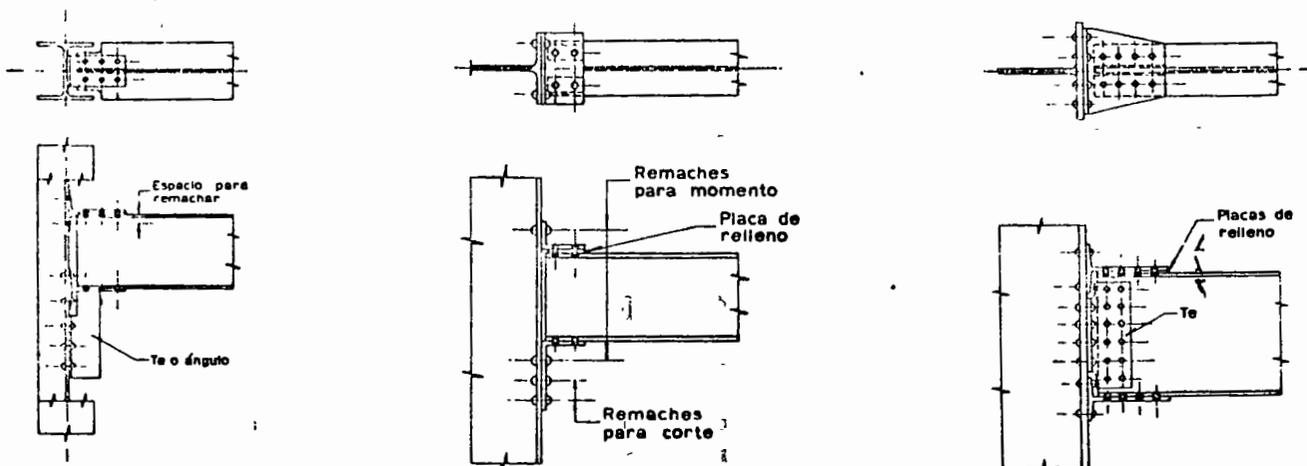
Nota A: La dimensión de la placa deberá calcularse usando un brazo de palanca igual a  $l$ , y con la excentricidad efectiva revisar los remaches o tornillos.

Nota B: Si varias conexiones se encuentran a un mismo nivel, debe preverse suficiente espacio para el remachado o atornillado de las mismas.

## DETALLE DE CONEXIONES

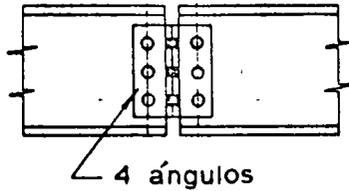
### CONEXIONES PARA MOMENTO

Las conexiones para resistir viento o diseñados para resistir momentos flexionantes, generalmente se hacen con ángulos, tes estructurales o placas



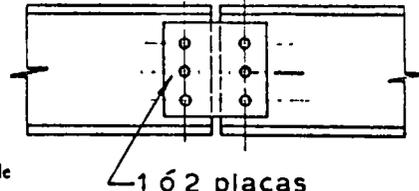
## DETALLE DE CONEXIONES

### JUNTAS A CORTE



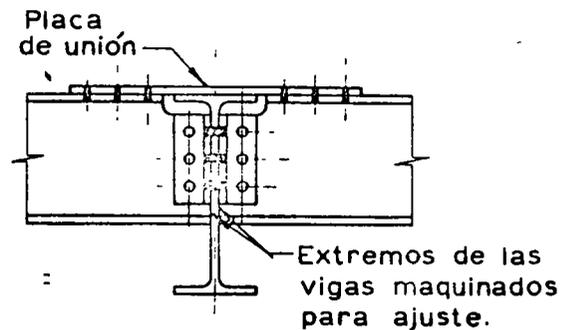
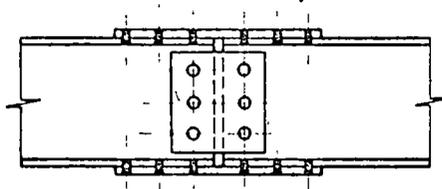
4 ángulos

Nota: el de 4 ángulos es más flexible

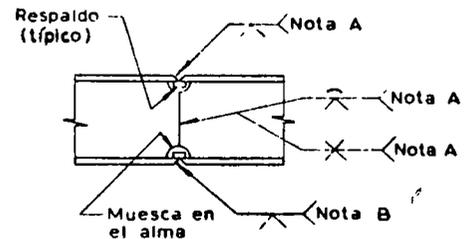
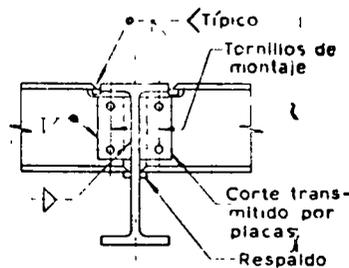
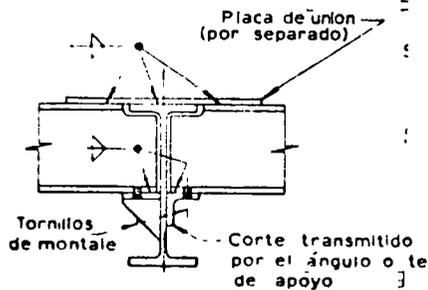


1 ó 2 placas

### JUNTAS ATORNILLADAS PARA TRANSMITIR MOMENTO



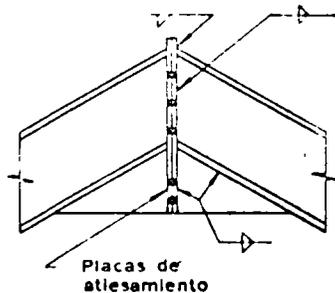
### JUNTAS SOLDADAS PARA TRANSMITIR MOMENTO



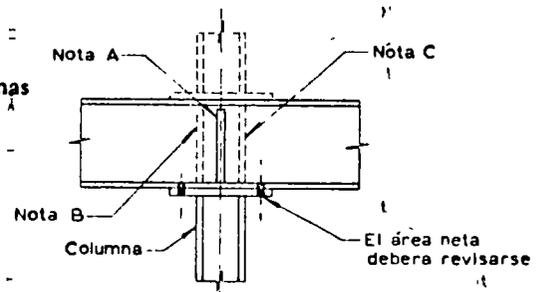
Nota A: La preparación de la junta depende del espesor del material y del proceso de soldadura.

Nota B: Invertir la preparación de la junta si la viga no se puede voltear.

Juntas para transmitir momentos en caballete (tornillado de campo)



Vigas sobre columnas (continuas)



Nota A: Dos atesadores, efectivos sólo si el entramado o losa impide la rotación del patín superior.

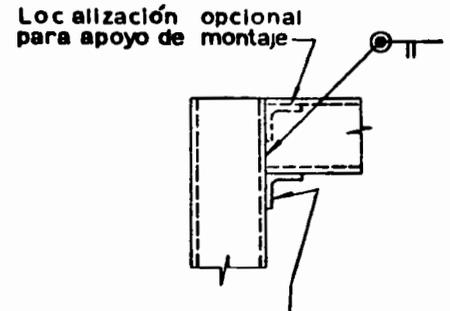
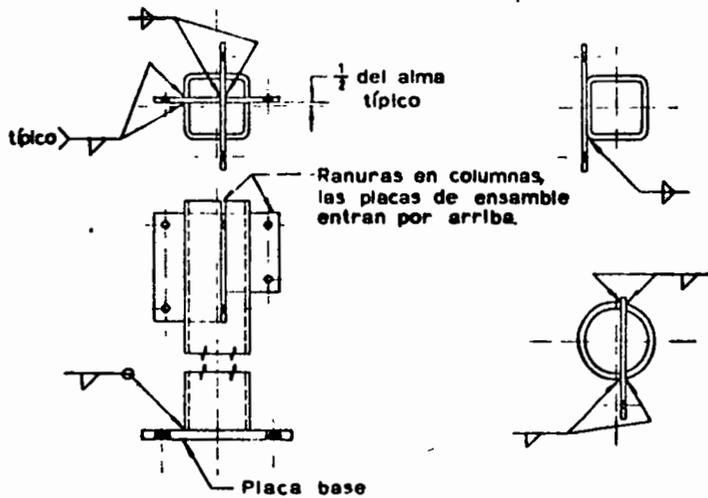
Nota B: Localización opcional de 2 atesadores sobre la columna y en dirección de sus patines.

Nota C: Si hay columna arriba, úsese 4 atesadores ajustados.

# DETALLE DE CONEXIONES

## Varios

### CONEXIONES DE VIGAS A COLUMNAS PARA SECCIONES TUBULARES Y TUBOS

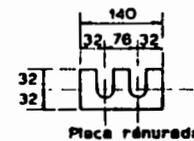
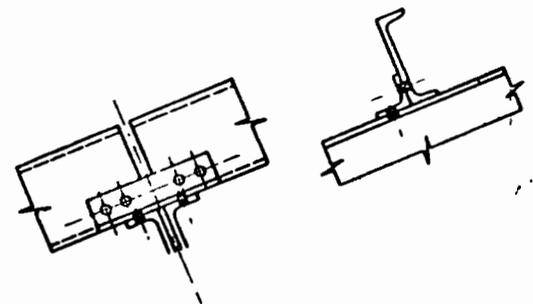
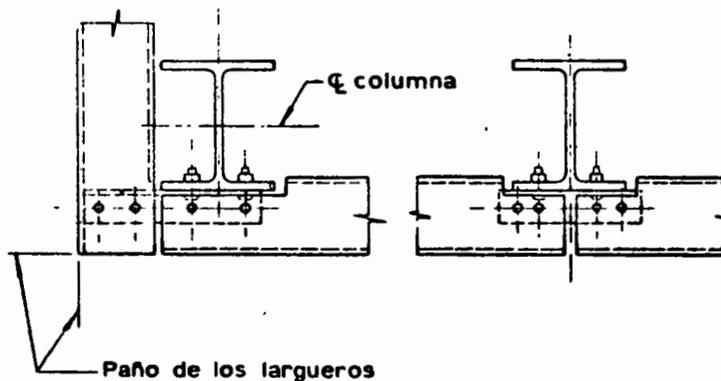


Apoyo de montaje; soldadura mínima de taller (quitar después del montaje si es necesario)

Nota: Detalles similares para secciones tubulares y tubos

### Conexiones para polines

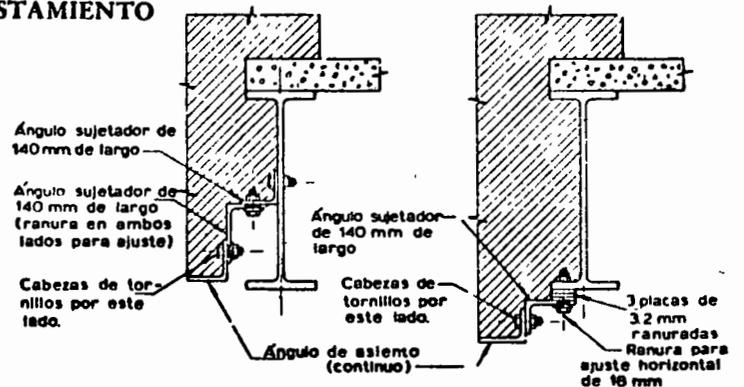
#### Conexiones para largueros



### ANGULOS DE ASIENTO CON AJUSTAMIENTO

Nota: El ajuste horizontal se hace por medio de agujeros alargados, el ajuste vertical puede hacerse por medio de agujeros alargados o por placas de relleno.

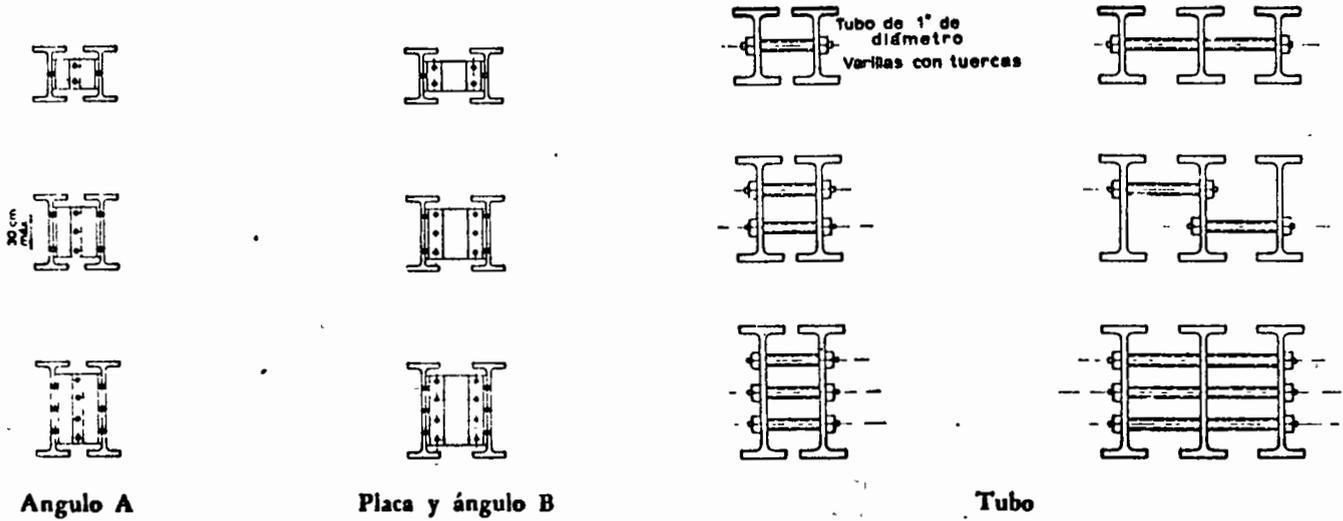
Para la tolerancia permisible de alineamiento, ver el código de prácticas estándar del AISC.



# DETALLE DE CONEXIONES

## Varios

### SEPARADORES TÍPICOS PARA VIGAS

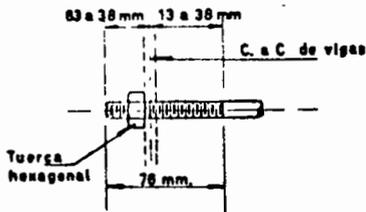


Angulo A

Placa y ángulo B

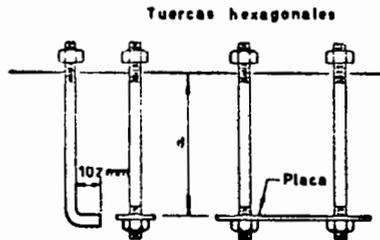
Tubo

### TIRANTES Y ANCLAS



La longitud de varilla debe especificarse en múltiplos de 76 mm.

Tirantes

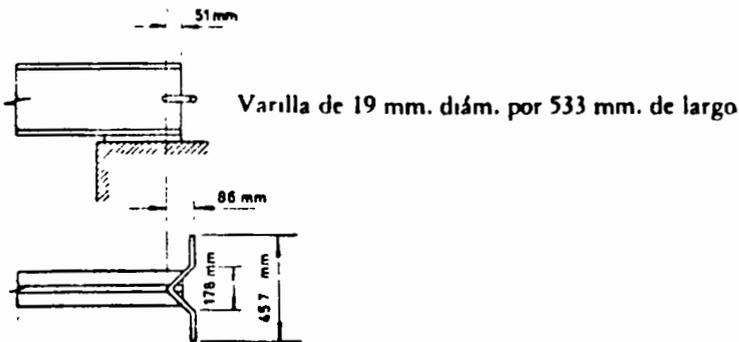


Nota: La dimensión "d" se determina con la tensión en el ancla.

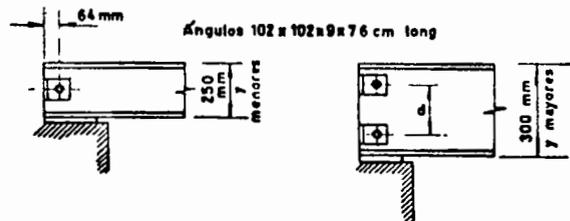
Tornillos para anclas



Tornillos arponados



Anclas de pared



Anclas de ángulo para pared

# Column Splices

## 1. INTRODUCTION

AISC specifies that, where full-milled tier-building columns are spliced, there shall be sufficient welding to hold them securely in place. These connections shall be proportioned to resist any horizontal shear forces, and any tension that would be developed by specified wind forces acting in conjunction with 75% of the calculated dead load stress and no live load, if this condition will produce more tension than full dead load and live load applied. (AISC Sec 1.15.8).

Figures 1 and 2 show various designs of column splices which eliminate punching of the columns. Note that these details require only handling and punching of small pieces of angles or plates which are easily carried to, and welded to, the columns in the shop. The details provide for temporary bolted connections in the field prior to making the permanent welded connections.

Sometimes the column connections are placed about midway in height, in order to get the connection away from the region of heavy bending moment caused by windloads, etc. The result is a connection sufficient to hold the columns in place and designed for horizontal shear and axial compression only.

## 2. TYPES OF SPLICES

In Figure 1(a), a plate and two angles are punched or, if necessary, drilled. The plate is shop welded to the top of the lower column. The two angles are shop welded to the web at the lower end of the upper column. The upper column is erected on top of the lower column and erection bolts are inserted. The upper column is then field welded to the connecting plate. Where additional clearance is needed for erection of beams framing into the web of the lower column, it might be necessary to shop weld the plate to the upper column and then field weld in the overhead position to the lower column.

If the upper and lower columns differ in size, the connecting plate is designed as a member in bending due to misalignment of the flanges, and its thickness is determined from this; Figure 1(b). If the lower column's section is much deeper than the upper column, stiffeners can be welded directly below the flanges of the upper column. These stiffeners will reduce the required thickness of the connecting plate; Figure 1(c).

A splice for heavy columns is shown in Figure 1(d). Two small plates are punched with holes aligned as indicated. They are then carried to the column sec-

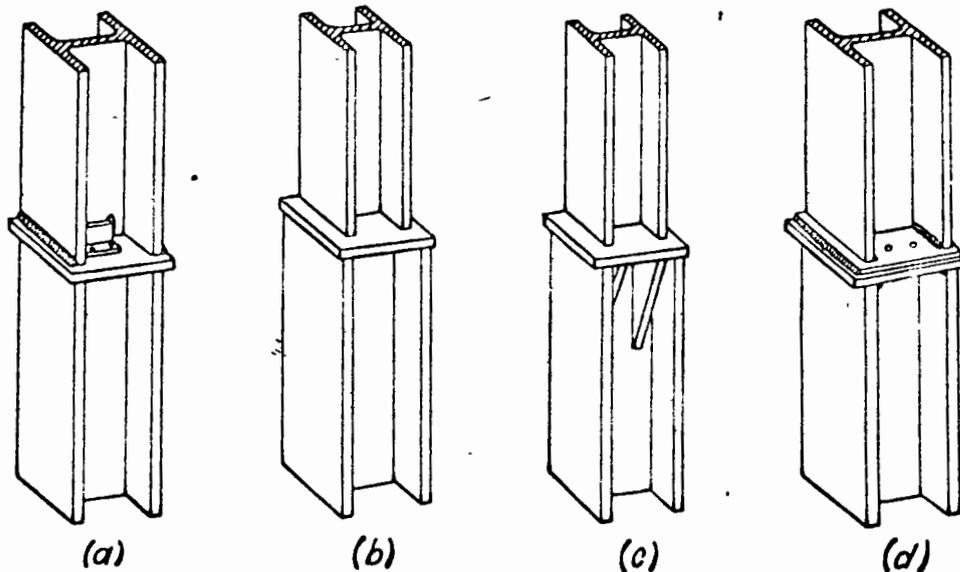


FIG. 1—Typical Column Splices

3.4-2 / Column-Related Design

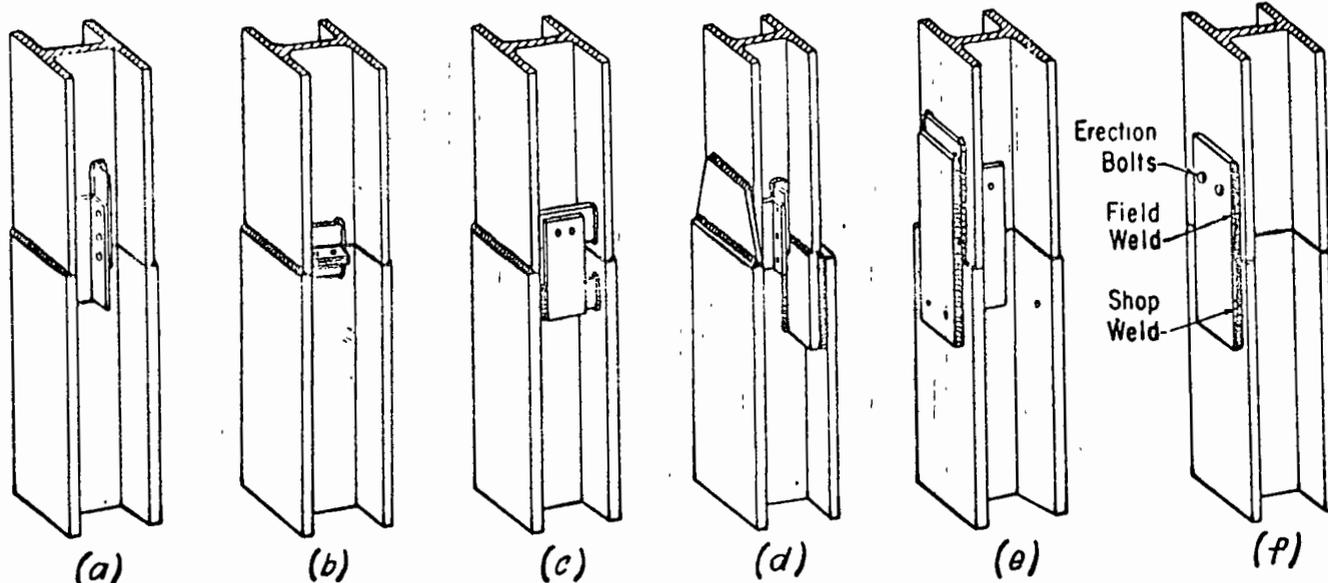


FIG. 2 — Typical Column Splices

tions and welded thereto. In the field the column sections are bolted temporarily prior to welding, as indicated at (d).

In Figure 2(a) the ends of both column sections are first milled for a square bearing surface. Then the two lower erection splice angles are shop welded on opposite sides of the web of the heavier column section, so as to project past the end of the column. The outstanding legs of these angles are provided with holes for erection bolts to engage the outstanding legs of the other two angles that are shop welded to the upper column section. In this type of detail where lighter connecting material projects from heavy main sections, care should be taken in handling to prevent damage to the lighter material.

The flanges on the lower end of the upper column section are partially beveled or "J" grooved, and this partial penetration groove joint is then welded in the field.

The purpose of the angles is to splice and hold the two adjacent columns together temporarily while they are being field welded.

These erecting angles may be placed horizontally

on the web of the columns, Figure 2(b). The advantage of this position is that they do not extend beyond the ends of the column for possible damage during transit or erection.

Four plates are punched, then shop welded between the flanges of the two column sections as shown in Figure 2(c), leaving enough space between the back of the plates and the column web to insert a wrench. Two splice plates are also punched and shop welded to the lower column section before shipping to the erection site. After bolting in the field as indicated, the permanent connection is made by welding.

The splice in Figure 2(d) is similar to that at (a) but is for connecting two columns of different sizes. The flanges of the upper column lie inside of the flanges of the lower column. Before shop welding the erecting angles, splice plates are first shop fillet welded to the inside face of the flange of the lower column. They are milled with the lower column section. As an alternate to this, splice plates with their lower edges prepared for welding are shop fillet welded to the outside face of the flanges on the upper column.

In case only one side of the column is accessible, for example when new steel is erected adjacent to an old structure, a combination of this procedure may be used. Place the lower splice plates on the inside face of the lower column and the upper splice plate on the outside face of the upper column; See Figure 2(d). In this manner all field welds on both column flanges can be made from the one side.

Where splice plates are used and filler plates are needed because of the difference in sizes of the upper and lower columns, these plates are welded to the upper column. See Figure 2(e). This allows the greater amount of welding to be done in the shop where larger electrodes and higher welding currents used in

TABLE 1—Allowables for Weld Metal in Partial-Penetration Groove Welds For Field Splices of Columns

	E60 Welds SAW-1	E70 Welds SAW-2
compression	same as plate same as plate	
tension transverse to cross-section of throat area	13,600 psi	15,800 psi
shear	13,600 psi	15,800 psi

AWS Building Par 205(a) and AISC Sec. 1.5.3

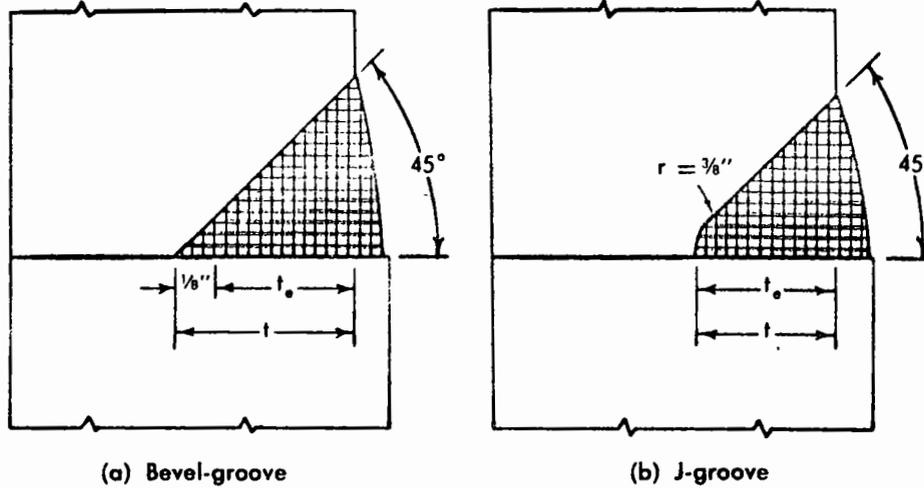


FIG. 3—Partial-Penetration Welds

the flat position result in higher welding speeds and lower cost. After erection the splice plate is field welded to the lower column.

Two attaching plates are shop welded to the upper end of the lower column. The column may be hoisted by attaching the cable to the erection holes of these plates. After erecting the upper columns, these plates are field welded to the upper column.

**3. WELD ALLOWABLES**

Both the AWS Building Code and the AISC Specifications allow partial-penetration groove welds, either a bevel or a J preparation, to be used on column field splices.

For a J joint, the effective throat ( $t_e$ ) is equal to the actual throat ( $t$ ).

For a beveled joint, the effective throat ( $t_e$ ) equals the actual throat ( $t$ ) less  $1/8$ ". This reduction in throat is made because the weld may not extend all the way down into the very root of the joint. The  $1/8$ " reduction is very conservative. No reduction is made in the throat of the J preparation because there is no problem in reaching the root of the joint.

A beveled joint is usually flame cut along the end of the column flange. A J groove must be machined or else gouged out by the air carbon-arc process. Although it may seem that the beveled groove might require more weld metal because it must be  $1/8$ " deeper than required, the J groove on the other hand must start with a  $3/8$ " radius and an included angle of  $45^\circ$ . There may be no reduction in the amount of weld metal by using the J groove; see Figure 3. A decision on joint design should be made only after all factors are carefully evaluated.

Since it is impossible to properly read radiographs of this partial penetration groove joint, because of the

unwelded portion, these field splices should never be subject to radiographic inspection.

**4. EXAMPLES**

Figure 4 illustrates a typical field splice used on columns of the Detroit Bank & Trust Building in Detroit, Michigan. These fabricated columns were spliced by partial-penetration bevel joints in the column

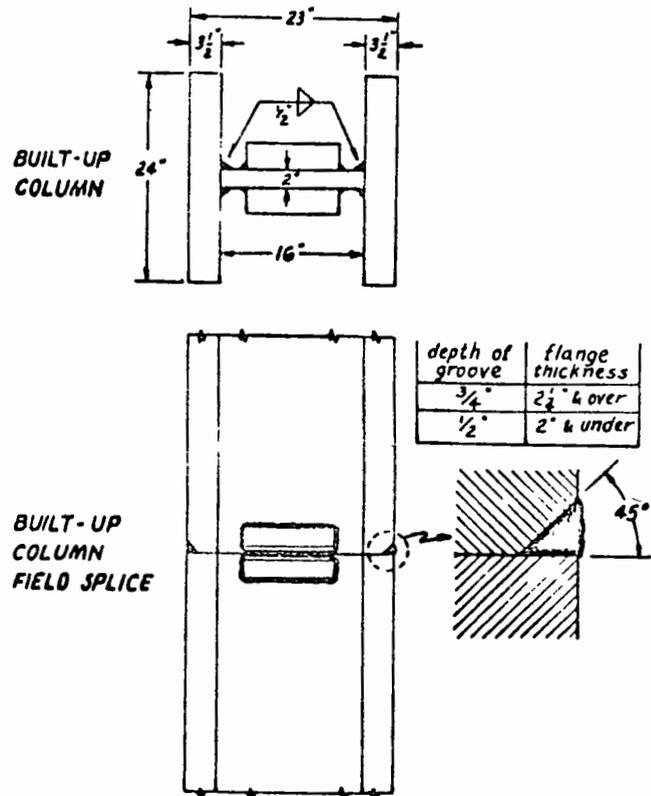


FIG. 4—Typical column splice on Detroit Bank & Trust Building.

flanges. These A36 steel columns were welded with E70 low-hydrogen electrodes. Notice the schedule of weld sizes. The angles were shop welded to column ends and field bolted during erection, using high-tensile bolts. These bolts were left in place and carried any horizontal shear in the direction of the column web, hence no field welding was required on the web of the columns.

Figure 5 illustrates the field splice of columns in the Michigan Consolidated Gas Co. Building in Detroit, Michigan. These fabricated A36 steel box-shaped columns were field welded with E70 low-hydrogen electrodes. Partial-penetration J-groove welds were used on all four flanges around the periphery of the column. Notice the schedule of weld sizes.

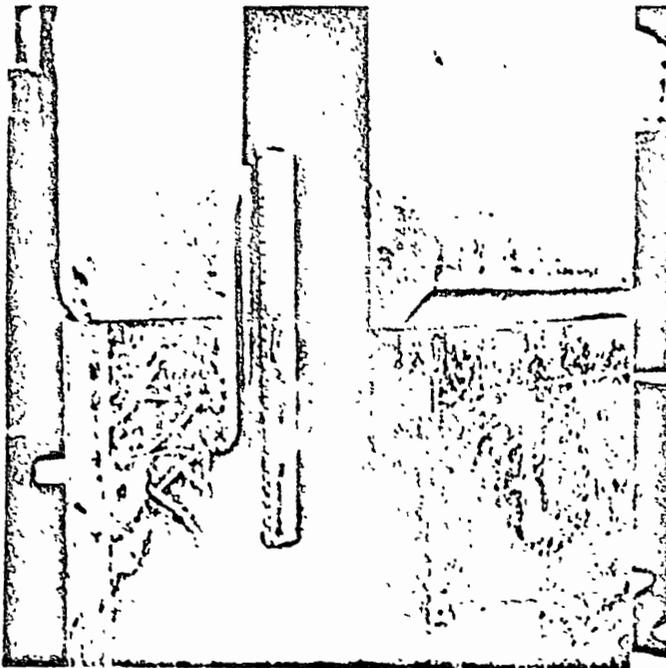


FIG. 6—Typical column splice in sections of same depth. Plate on the web is for bolting to facilitate erection.

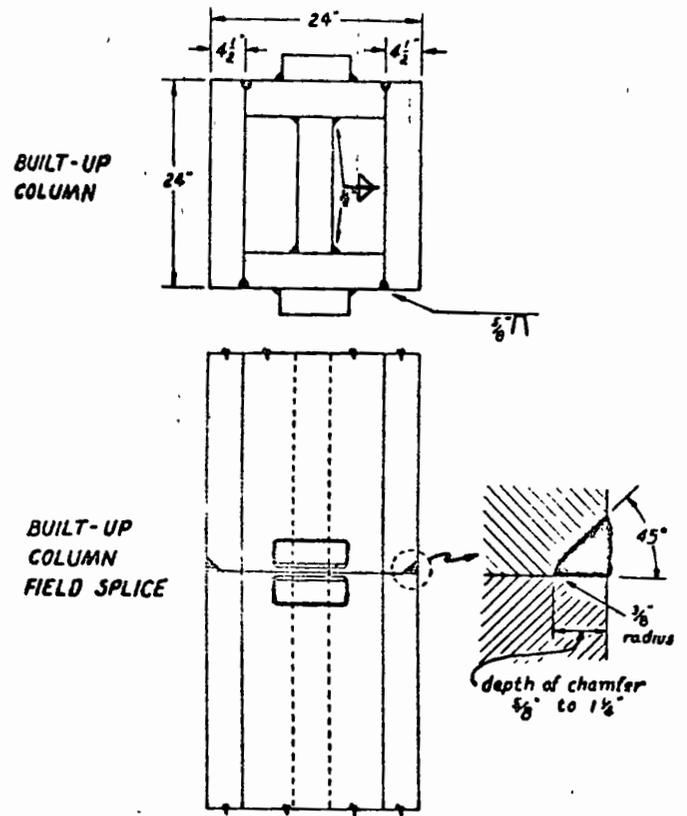


FIG. 5—Typical column splice on Michigan Consolidated Gas Co. Building.

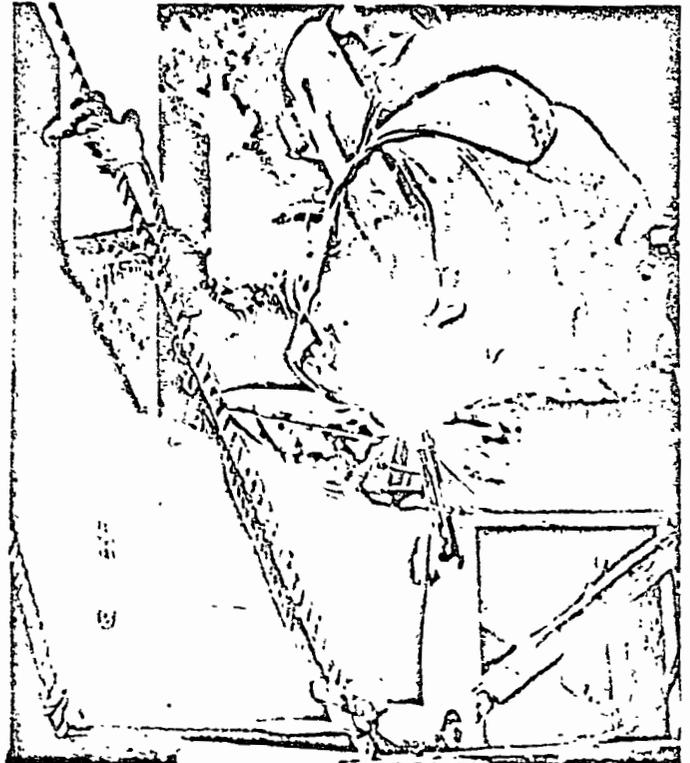


FIG. 7—Field splicing of column flanges, using vapor-shielded arc welding process.

3.6-14 / Column-Related Design

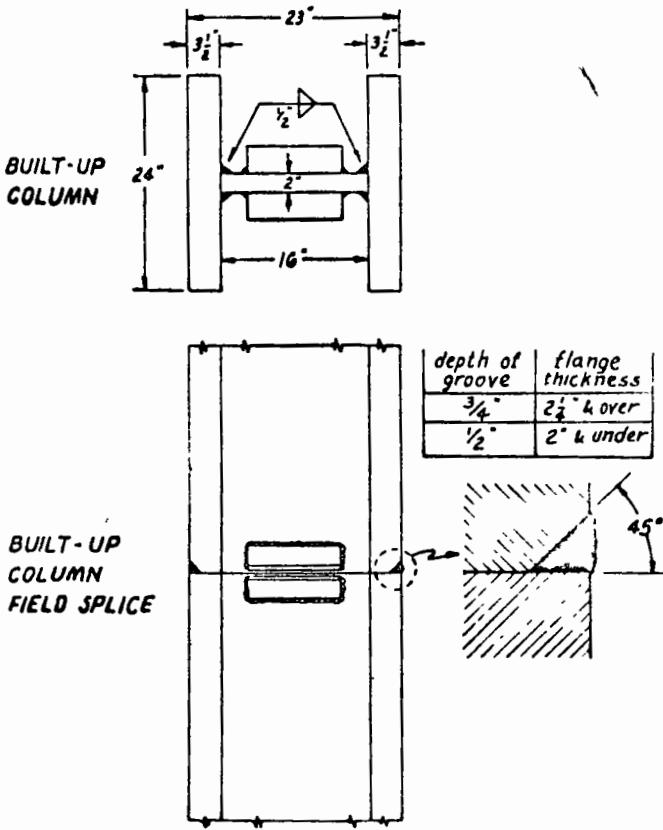


FIGURE 30

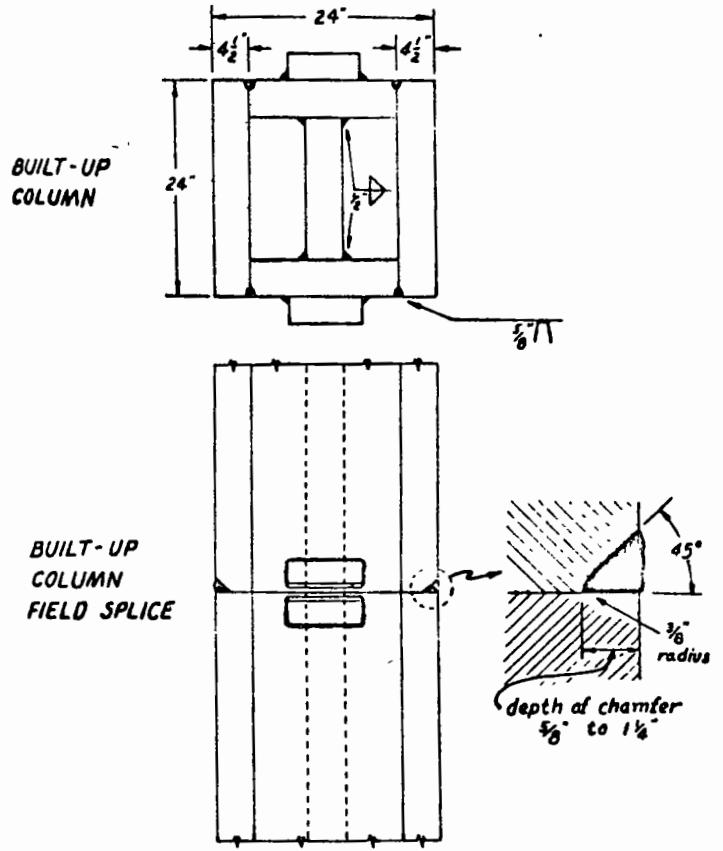


FIGURE 31

web in this direction. The column field splice, consisting of two single bevel, partial-penetration groove welds, would transfer any horizontal shear in the other direction.

For the box column in Figure 31, the column field splice consisted of a partial-penetration J groove weld on all four sides of the column. These four welds would transfer any horizontal shear in the column splice. The attaching angles here were used simply to facilitate erection.

Partial-penetration welds on column splices permit fast semi-automatic welding techniques to be used in the field. In the Commerce Towers project, semi-automatic arc welding with self-shielding, cored electrode permitted deposition of 100 lbs/man/8-hour day; Figure 32.

10. CONCLUSION

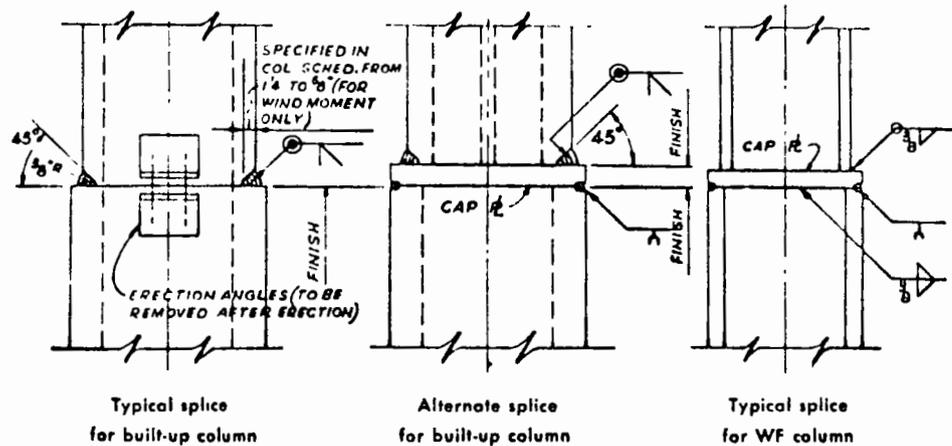
The full economic impact of welded steel built-up columns in construction of tall multi-story buildings, can be realized by carefully considering the major cost factors. These are column design, placement of welds, joint design, weld size, and procedure. The dominating objective is the fullest use of automatic arc welding methods in the shop, with an extension of these benefits into the field by use of semi-automatic arc welding for beam-to-column connections and for field splices.



FIGURE 32



Built-up columns are a key design feature of the 28-story Michigan Consolidated Gas Co. Building in Detroit. Welding was considered to be the only practical method for fabricating these columns which carry a maximum load of approximately 6800 kips. Photo shows a field splice of the column, revealing the shop beveling that facilitated welding. Clip angles shown are for temporary use during erection.

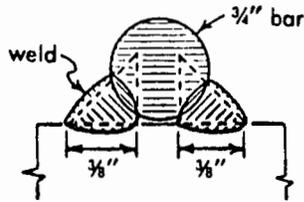


Splice details from the Michigan Consolidated project show how maximum use was made of material at minimum weight.



To compute the required connecting welds (E70), assume weld size is equivalent to a 3/8" fillet weld (has same throat). Force on the weld is—

$$\begin{aligned}
 f &= 11,200 \omega \\
 &= 11,200 \left(\frac{3}{8}\right) \\
 &= 4200 \text{ lbs/in.}
 \end{aligned}$$



length of weld at each turn of spiral

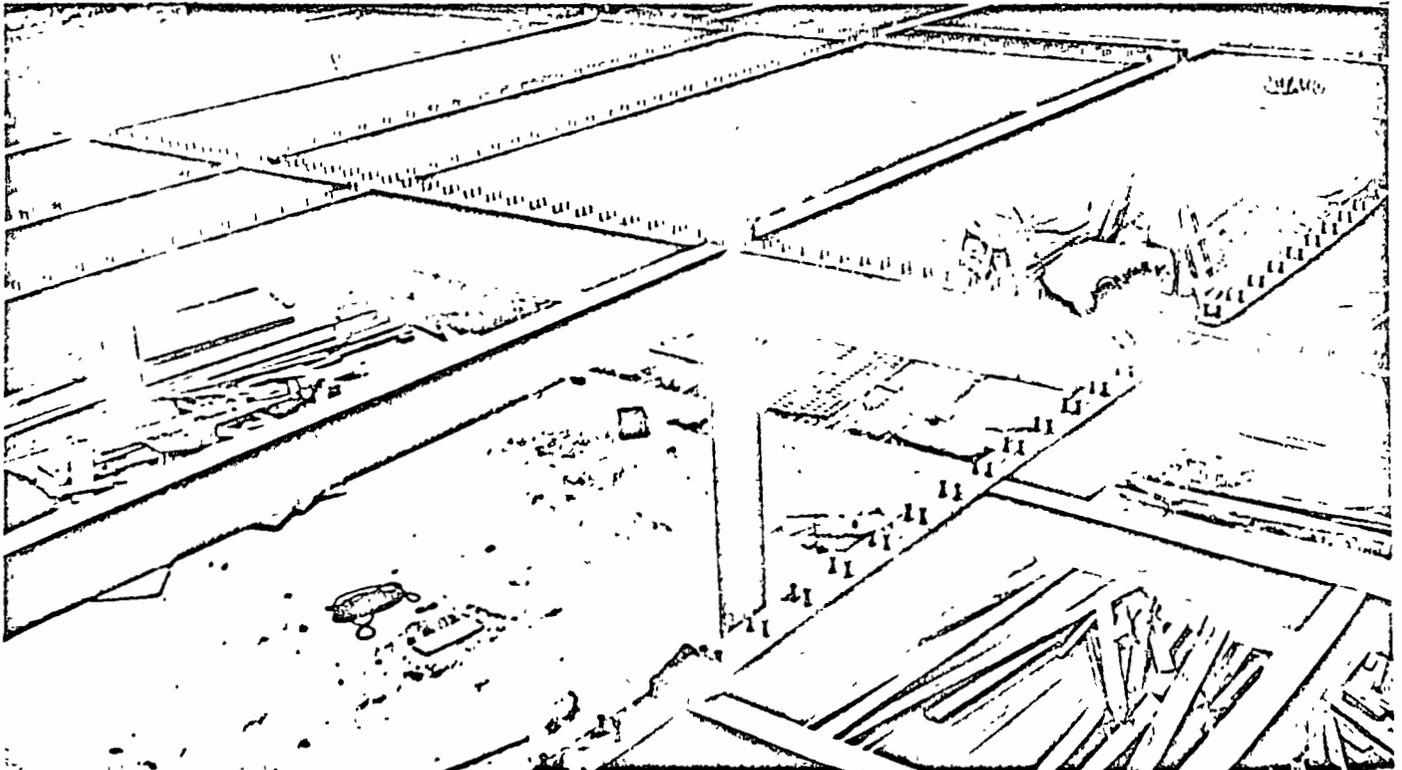
$$\begin{aligned}
 L &= \frac{q}{f} \\
 &= \frac{(17.8 \text{ kips})}{(4200 \text{ lbs/in.})} \\
 &= 3.18'' \text{ or } \underline{1\frac{3}{8}''} \text{ on each side } \quad \underline{OK}
 \end{aligned}$$



Application of one type of proprietary shear connector for composite construction, providing equivalent strength with less steel tonnage. Connectors welded to beams makes concrete slab integral with supporting member.



Lightweight stud welders permit shear connectors to be attached to girder flanges at high speed. Studs are the most popular form of attachment for anchoring concrete floor slab to the steel girders, permitting steel and concrete to act together for greater strength and rigidity.



# Reinforcing Bars

## 1. WELDING OF REINFORCING BARS

The American Welding Society has issued Bulletin D 12.1-61 giving the Recommended Practices for the Welding of Reinforcing Steel, and these should be followed. Table 1 of allowable stresses is adapted from the AWS bulletin.

Reinforcing steel may be spliced by butt welding two ends directly together, using either a single Vee or double Vee groove joint with an included groove angle of 45° to 60°, or a single bevel or double bevel groove joint with an included groove angle of 45°. These joints should have a root opening of 1/8" and a root face or land of 1/8".

This butt welded joint may be made with the aid of an additional splice member, for example a plate or angle connected with longitudinal flare-bevel welds, see Figure 1, or a sleeve connected by transverse fillet welds around the sleeve and bar, see Figure 2. The

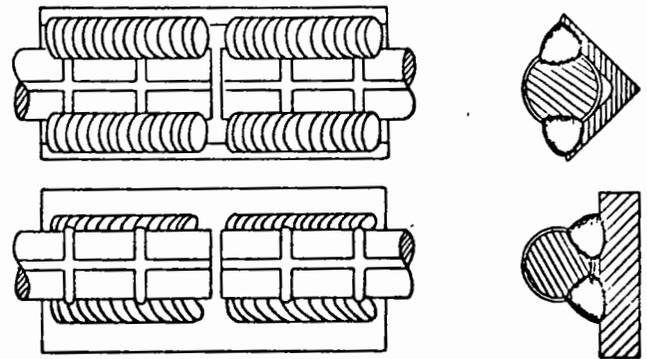


FIGURE 1

splice member should have a cross-sectional area equal to the strength of the connected bar.

Reinforcing steel may also be spliced by a lap joint, either lapped directly together or with an insert plate between the two bars. When the two bars have

TABLE 1—Allowable Stresses for Joints in Reinforcing Rods

<p>Bevel &amp; Vee groove welds in tension, compression, or shear</p>	<p>Flare-Vee groove &amp; flare-bevel groove welds for any direction of force</p>	<p>Fillet welds for any direction of force</p>
<p>Single-vee groove</p> <p>Double vee groove</p>	<p>Throat</p> <p>Nominal size</p> <p>Flare vee groove</p> <p>Nominal size</p> <p>Throat</p> <p>Flare bevel groove</p>	<p>Leg of fillet</p>
<p>Same as allowable for base metal</p>	<p>Shear on throat of weld <math>\tau = 6800 \text{ psi}</math></p>	<p>Shear on throat of weld (minimum throat) <math>\tau = 13,600 \text{ psi}</math> or force on weld <math>f = 9600 \text{ lbs/lineal in.}</math></p>

6.3-2 / Miscellaneous Structure Design

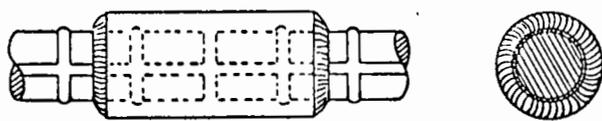


FIGURE 2

the same diameter, the nominal size of a flare-Vee groove weld is the radius of the bar. When the bars are of unequal diameter, the nominal size of the weld is the radius of the smaller bar. The nominal size of the flare-bevel groove weld is the radius of the bar.

In all of these cases, the nominal size is the throat on which the allowable shear stress of 6800 psi is applied. The actual required throat of the finished weld in a flare-Vee groove and flare-bevel groove weld should be at least 3/4 the nominal size of the weld, which is the radius of the bar. The maximum gap between the bar and the splice plate should not exceed 1/4 the diameter of the bar nor 3/16".

In general, it is easier to butt weld larger reinforcing bars together than to use a splice joint with longitudinal connecting welds. On smaller bars, it might be easier to use the longitudinally welded lap joint, although the doubling up of the bars within the connection region might take too much of the cross-section of the concrete member.

Figure 3 illustrates a good method to butt weld a reinforcing bar lying in the horizontal position. A thin backing strap, about 1/8" thick, is tack welded to the bottom of the joint as shown in (a). After a portion of the groove weld is made, this backing strap is red hot and can easily be wrapped partially around the bar with the weldor's slag hammer as welding progresses, see (b) and (c). This provides just enough dam action to support the weld and yet does not interfere with the welding. Finally, the ends of this strap are tapped tight against the bar and the weld is completed, see (d).

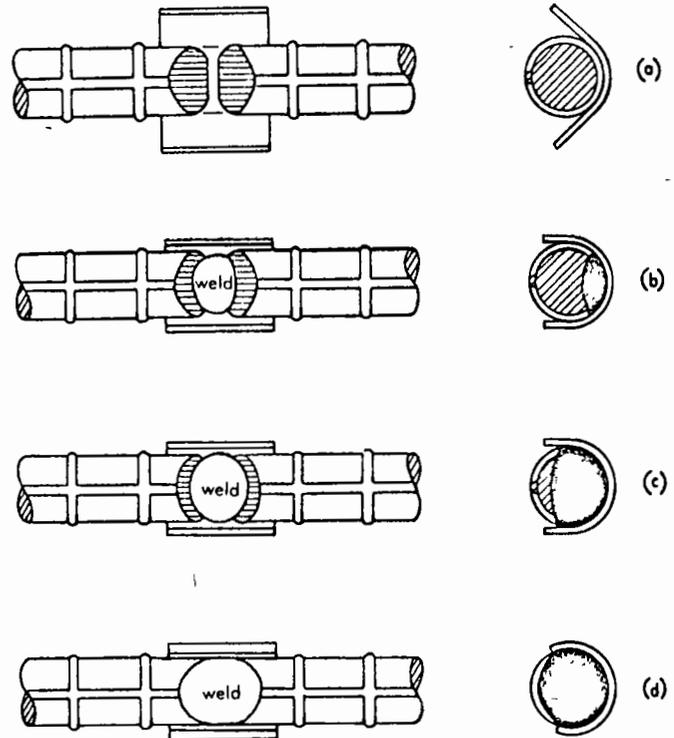


FIGURE 3

2. ROD MATERIAL AND WELDING PROCEDURE

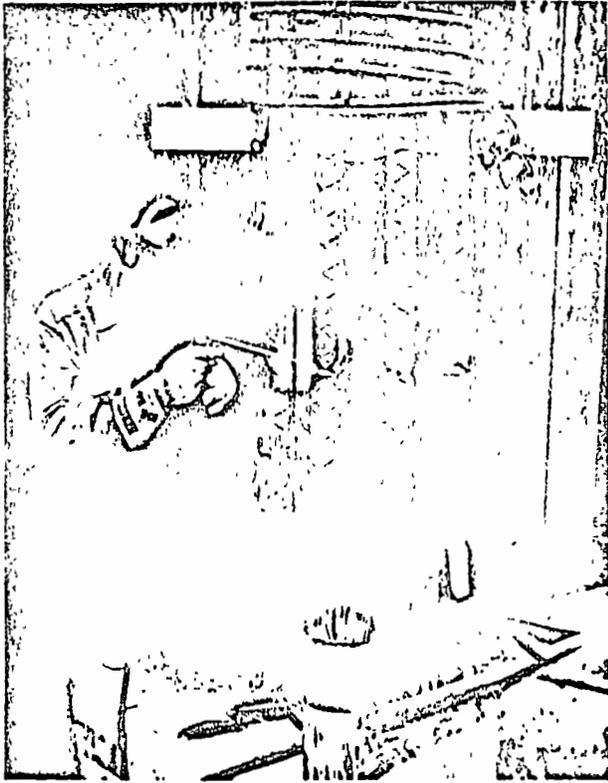
Reinforcing bars are rolled from new steel produced in the open-hearth furnace, acid bessemer converter, electric furnace, or the basic oxygen process; or, they are re-rolled from discarded railroad rails or car axles.

It is necessary to obtain a Mill Report on the reinforcing bars to be welded; otherwise, they must be analyzed before setting up the welding procedure. See Table 2.

For manual welding, E60XX and E70XX electrodes should be used, and preferably be of the low-hydrogen type. Coverings of the low-hydrogen electrodes must be thoroughly dry when used.

TABLE 2—Recommended Welding Procedures for Reinforcing Rods of Various Analyses

C to .30 Mn to .60	C .31 to .35 Mn to .90	C .36 to .40 Mn to 1.30	C .41 to .50 Mn to 1.30	C .51 to .80 Mn to 1.30
Any E60xx or E70xx electrodes	Non low hydrogen E60 or E70xx electrodes—	Low hydrogen E60xx to E70xx electrodes—	Low-hydrogen E60xx or E70xx electrodes—	Thermit or pressure gas welding
Preheat not required. If below 10°F, preheat to 100°F	Preheat to 100°F	Preheat to 200°F	Preheat to 400°F	Other procedures subject to procedure qualification or approval of the Engineer
	Low-hydrogen E60xx or E70xx electrodes Preheat not required. If below 10°F, preheat to 100°F		Could also use submerged-arc, thermit, or pressure gas welding	

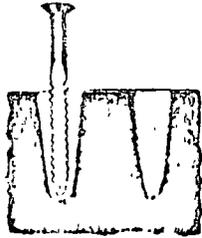


High-strength steel reinforcing bars for concrete column verticals in the Washington National Insurance Bldg., Evanston, Ill., permitted reduction of column size and savings in floor space.



Reinforcing bars in concrete columns are field spliced. Simple positioning jig maintains proper alignment during welding. These large size AISI 4140 alloy steel bars were welded with low-hydrogen electrodes.

## RAWLPLASTIC



El Rawlplastic consiste en fibras de amianto impregnadas con un tipo especial de cemento y su objeto es hacer aplicaciones en orificios de tamaño mayor que el requerido o de forma irregular. Por ejemplo, un orificio en el que un taco de madera queda suelto. El procedimiento para emplear este material es el siguiente: Tómese una pequeña cantidad de la lata o paquete y humidézcase completamente con agua, amasándolo al mismo tiempo para que el agua penetre enteramente en todas las fibras. Después de hecho esto, se debe eliminar la humedad excesiva, estrujándolo en la mano. A continuación tómese una pequeña porción del material mezclado y moldeese entre las palmas de la mano hasta que tome la forma de un taco o tapón. Es importante tener en cuenta que el taco debe ser menor que el orificio que se va a llenar. Empújese el taco hasta el fondo del orificio y presiónese con fuerza con cualquier clase de herramienta roma. Cuando la masa cubre en forma compacta el orificio, después de seguir estas instrucciones, el material se debe perforar con una herramienta puntiaguda, para recibir el tornillo, el cual se puede introducir a continuación. Cuando el orificio es de tamaño excesivo, el tornillo no se debe apretar del todo hasta el día siguiente, aproximadamente. Por otra parte, si es solamente un poco mayor que el tornillo, éste se puede apretar por completo inmediatamente.

14



## PERNOS RAWLBOLTS

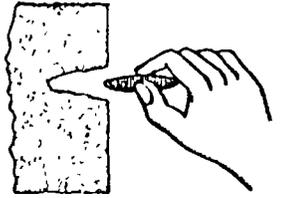
Donde hay que contrarrestar cargas pesadas, los ingenieros, generalmente, prefieren un perno o un tornillo de presión a un tornillo de carrocería, lo que influye en gran parte en la popularidad del Rawlbolt. Hay que reconocer, desde luego, que el coste inicial de un perno Rawlbolt excede al de un perno arponado de un tamaño similar, pero si se considera un poco este punto se verá que la realidad es bien distinta.

Para colocar un perno arponado en un piso ya hecho, hay que abrir un orificio grande, que luego se rellena de hormigón para situar el perno en posición. Después de esto, antes de apretar el perno, habrá que dejar el hormigón el tiempo necesario para que se endurezca. Cuando se emplea un perno Rawlbolt en condiciones equivalentes solamente se necesita hacer un pequeño orificio, comparativamente, en el que se introduce aquel y se ajusta en el acto. Con esto se ahorra un tiempo considerable. Incluso cuando se está fabricando un suelo, es más barato emplear pernos Rawlbolt, ya que los pernos arponados necesitan cajas fabricadas por un carpintero y que debían ser colocadas en posición antes de verter el hormigón. Cuando el tiempo y el material gastado se añaden al coste de un perno arponado, se descubre siempre que el perno Rawlbolt es el más barato a emplear. Además del aspecto económico favorable, existe también la ventaja de que el perno Rawlbolt es más útil y flexible, pues en cualquier momento se pueden hacer alteraciones en el trazado de la instalación, sin destruir el piso.

16

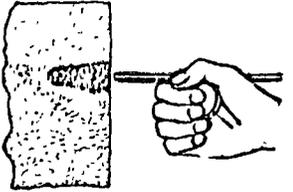
### 1. MOLDEESE EL TACO

Tómese una pequeña cantidad de Rawlplastic y póngase en agua durante un momento; después, exprímase hasta que el producto esté suficientemente flexible e introdúzcase en el orificio, como si fuera un tapón.



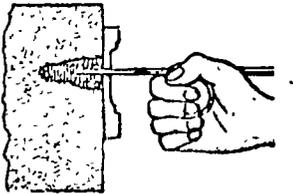
### 2. COMPRIMASE A FONDO EL RAWL-PLASTIC

Empléese la herramienta compresora y perforadora Rawlplug para comprimir bien el Rawlplastic en el orificio y no se olvide que cuanto más compacta quede la masa dentro, mejor será la adhesión.



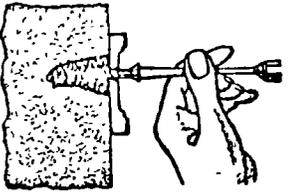
### 3. PERFORESE PARA RECIBIR EL TORNILLO

Empleando el extremo puntiagudo de la herramienta, hágase un orificio en el centro del taco para recibir el tornillo.



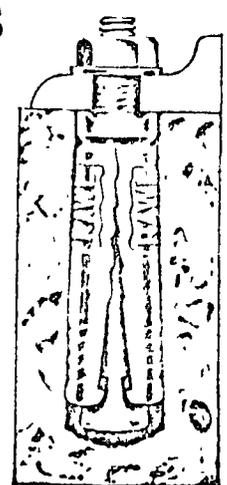
### 4. AJUSTESE A FONDO EL TORNILLO

Hágase girar el tornillo dentro del orificio previamente hecho y entonces la aplicación estará completa. Se precisa relativamente poca presión para introducir a fondo el tornillo. Cúidese de no apretar éste en exceso.



15

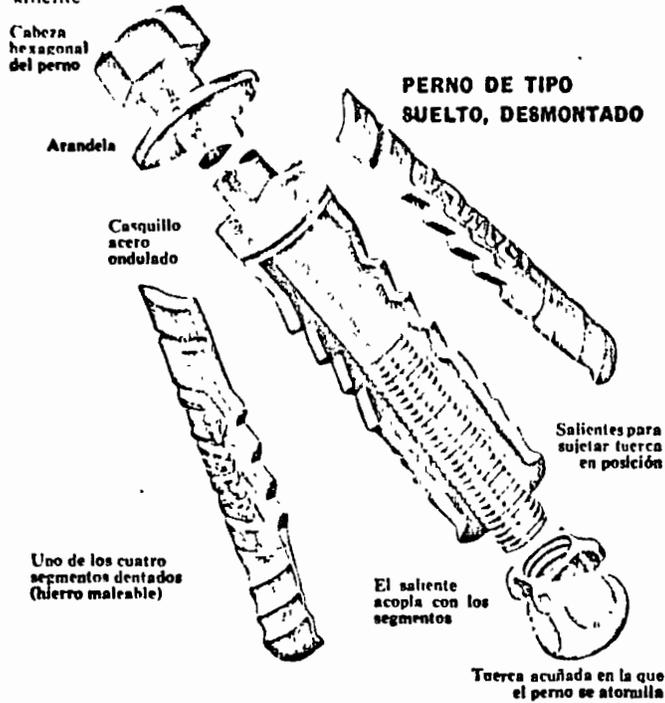
Los pernos Rawlbolt se fabrican en dos tipos. Perno suelto, como se ilustra en el grabado "A" y perno de vastago saliente, como se ve en el "B". En los dos casos estos pernos de expansión constan de una serie de segmentos de hierro maleable, sujetos por un casquillo o sombrerete de acero en un extremo y un aro a resorte en el extremo opuesto. La superficie exterior de cada segmento está provista de un fileteado de sujeción y un borde dentado, lo que da al perno una adhesión firme e impide que éste gire en el orificio durante el período inicial de ajuste. El miembro expansor está situado en el centro del manguito y la acción de apretar una tuerca o el tornillo de presión hace abrir a los segmentos y éstos ejercen una adhesión tremenda en los lados del orificio. La estructura de estos pernos se muestra con más claridad en las páginas 18 y 19.



17

**PERNO RAWLBOLT DE TIPO SUELTO**

Se observará que el miembro expansor cónico tiene forma de tuerca, que permite que se pueda separar completamente del manguito el tornillo de presión. Este tipo de perno se emplea normalmente para montajes sobre suelos, ya que el manguito se puede situar en el orificio, se quita el tornillo de presión y la máquina se desliza hasta su acoplamiento, con lo que se evita el tener que levantar aquélla y volver a bajarla sobre un perno saliente.



**PERNO RAWLBOLT, TIPO DE VASTAGO SALIENTE**

Como se ve en el grabado, el miembro expansor cónico es la cabeza del perno mismo. Este tipo de perno generalmente se usa para aplicaciones en paredes, pues en este caso tienen la ventaja de que la parte sobresaliente del perno permite que se acople a éste un soporte u otro acoplamiento, antes de apretarse. Para trabajos a alturas mayores, se pueden emplear ambos tipos de perno.



**PERNO RAWLBOLT DE TIPO SUELTO**

Numero de referencia	Diámetro del perno	Longitud perno sin cabeza	Longitud total protector, incluyendo tuerca	Diámetro protector	Longitud máxima fijación	Profundidad orificio
A 19	3/8"	2"	1 1/2"	1/2"	1/2"	1 3/8"
C 17		1 1/2"	1 3/4"		1 3/8"	1 1/2"
C 18	1/2"	2 1/2"	1 3/4"	7/8"	1"	1 1/2"
C 19		2 1/2"	1 3/4"		1 1/2"	2"
C 21		3"			1 3/4"	
D 20	7/8"	2 1/2"	2"	7/8"	1 1/2"	2 1/2"
D 21		3"			1 3/4"	
E 17		2 1/2"			1 3/4"	
E 19		3"			1 3/4"	
E 23		4"	2 1/2"		1 7/8"	2 3/8"
E 24	1/2"	5"		1 1/2"	2 3/8"	
E 21		4"			1 3/4"	
E 22		5"	3"		2 1/4"	3 3/8"
G 17		2 1/2"	2 3/8"		1 3/8"	2 1/2"
G 18		3 1/2"			1 1/4"	
G 20	1/2"		2 3/8"	3/8"	1 3/4"	
G 25		5"			2 1/4"	3"
G 22			3 1/2"		1 1/2"	3 3/8"
H 17		3 1/2"	2 3/4"		1 3/4"	3"
H 18		4 1/2"			2 3/4"	
H 19		4 1/2"			1"	
H 22	3/8"	6"	4"	1 1/4"	2 1/2"	4 1/2"
H 23		8"			4 1/4"	
H 21			6"		2 1/2"	6 1/2"
J 22	3/4"	7"	5"	1 1/8"	2 1/2"	5 1/2"
K 19	1"	10"	6 1/2"	1 1/8"	3 1/2"	7"
K 20		12"			5 1/2"	

**PERNO RAWLBOLT, TIPO VASTAGO SALIENTE**

Numero de referencia	Diámetro del perno	Longitud total del perno	Diámetro manguito	Longitud manguito	Longitud máxima fijación	Profundidad orificio
C.2		2 1/2"			3/8"	
C.3	1/4"	3"	7/16"	1 3/8"	7/8"	2"
C.4		4 1/2"			2 1/4"	
D.2		3"			7/8"	
D.5	3/8"	4"	9/16"	1 3/4"	1 1/2"	2 1/8"
E.1		3"			1 1/2"	
E.2		4"		2"	1 1/2"	2 3/8"
E.5	3/8"	4 3/4"	1 1/8"		2 1/4"	
E.6		4"		2 3/4"	3/4"	3 1/8"
E.7		4 3/4"			1 1/2"	
G.2		4 1/2"		2 1/2"	1 1/2"	3"
G.6		7"			3 3/4"	
G.3	1/2"	4 1/2"	7/8"	3 1/4"	3/8"	3 3/8"
G.7		7"			2 1/8"	
H.3		6"		3 5/8"	1 1/2"	4 3/8"
H.4	5/8"	8"	1 1/4"	5 1/2"	3 1/2"	6 3/8"
H.2		8"			1 1/2"	6 3/8"
J.0		7"			1 1/4"	
J.2	3/4"	10"	1 3/8"	4 1/2"	4 1/4"	5 3/8"
J.3		10"		5 3/4"	3"	6 3/8"
K.0		10"	1 3/8"	6 1/4"	2 1/2"	7 1/4"
K.1	1"	12"			4 1/2"	

**R. H. HARRY STANGER**  
(INCORPORATING HENRY FAJJA & CO)  
 TESTING AND INSPECTING ENGINEER  
 MATERIALS CONSULTANT

BROADWAY HOUSE, TOTHILL STREET, WESTMINSTER, S.W.1  
 WHITEHALL 0300

R. H. HARRY STANGER  
 ANCE AND HILL BUILDINGS  
 CH STANGER AND ASSOCIATES  
 21 WATSON BUILDING  
 20 WILSON BUILDING

PLEASE  
 REFER TO THE LABORATORIES,  
 SUMMERFIELD HOUSE  
 BARNET LANE  
 ELSTREE HERTS.  
 ELSTREE 1308

2984/55 CTS/BP

28th January 1955

The Rawlplug Company Ltd.,  
 Crowwell Road,  
 London, S.W.7.

**PRUEBAS FINALES DE CARGA SOBRE PERNOS RAWLBOLT**

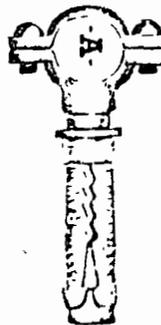
Diámetro nominal de perno	Numero de referencia del perno	Promedio de carga de tres tracciones	CARACTER DEL FALLO
$\frac{3}{16}$ "	A 19	1,250 lb	Perno fracturado
$\frac{1}{4}$ "	C.21	2,240 lb	" "
$\frac{5}{16}$ "	D 21	4,220 lb.	" "
$\frac{3}{8}$ "	E.2	5,695 lb.	" "
$\frac{1}{2}$ "	G 6	9,550 lb.	" "
$\frac{5}{8}$ "	H 23	16,500 lb	Perno fracturado y hormigón resquebrajado
$\frac{3}{4}$ "	J 2	24,310 lb.	Perno fracturado y hormigón resquebrajado
1"	K 1	42,850 lb.	Perno dilatado y hormigón resquebrajado

Este cuadro presenta la carga final de prueba de pernos Rawlbolts correctamente acoplados en hormigón de buena calidad

Se debe tener presente que estas condiciones podrían no producirse siempre; por lo tanto, se deberá conceder cierto margen de seguridad. Este será de 5 a 1, para cargas fijas y de 10 a 1, para cargas por choque.

*R. H. Harry Stanger*  
 for R. H. Harry Stanger.

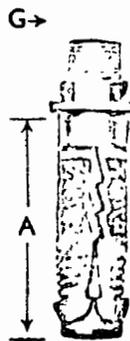
**PERNOS RAWLBOLTS CON RETENES PARA TUBERIAS**



Una de las aplicaciones más útiles y populares de estos pernos, es la relacionada con la sujeción de tuberías. A la izquierda se ilustra un ejemplo típico. Se fabrican en dimensiones apropiadas para admitir tuberías de hierro forjado con  $\frac{1}{2}$  plg a 2 plg. de diámetro nominal, como se indica en la tabla siguiente:

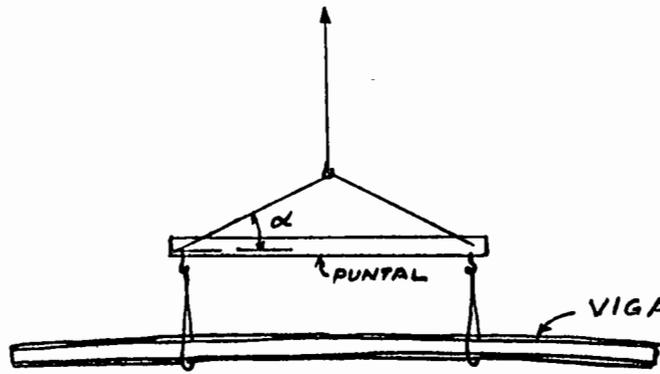
Referencia de Rawlbolt	E.P.0	E.P.1	E.P.2	E.P.3	E.P.4	G.P.1	G
Diámetro de perno	$\frac{3}{8}$ "	$\frac{3}{8}$ "	$\frac{3}{8}$ "	$\frac{3}{8}$ "	$\frac{3}{8}$ "	$\frac{1}{2}$ "	$\frac{1}{2}$ "
Dimensión de tubería (calibre)	$\frac{1}{2}$ "	$\frac{3}{4}$ "	1"	$1\frac{1}{2}$ "	2"	$1\frac{1}{2}$ "	2"
Diámetro exterior de tubería ("A")	$\frac{7}{8}$ "	$1\frac{1}{16}$ "	$1\frac{3}{8}$ "	$1\frac{5}{8}$ "	$2\frac{3}{8}$ "	$1\frac{5}{8}$ "	$2\frac{3}{8}$ "

**PERNOS RAWLBOLTS CON ADAPTADORES**



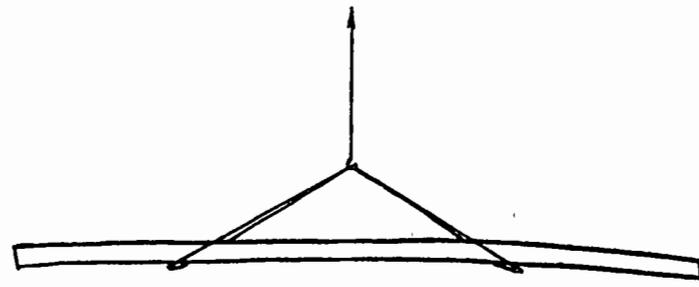
Los pernos Rawlbolts están también disponibles provistos de adaptadores. Estos se emplean para soportar suspensores de tuberías y otras instalaciones de gas. La tuerca saliente es apropiada para fileteados de tuberías de  $\frac{1}{2}$  plg.,  $\frac{3}{4}$  plg. y  $1\frac{1}{2}$  plg. (Norma Británica).

Ref Rawl	DIMENSIONES DE ROSCA		
	Diám perno	Long. "A"	Manguito Diam.
E.P.20	$\frac{3}{8}$ "	$2\frac{1}{4}$ "	$1\frac{1}{8}$ "
G.P.20	$\frac{1}{2}$ "	$2\frac{7}{8}$ "	$\frac{7}{8}$ "

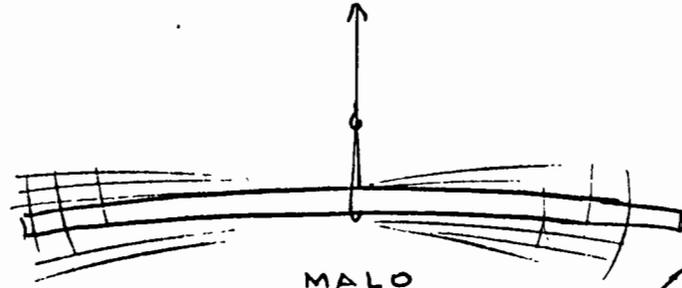


$\alpha$  entre  $45^\circ$  y  $60^\circ$

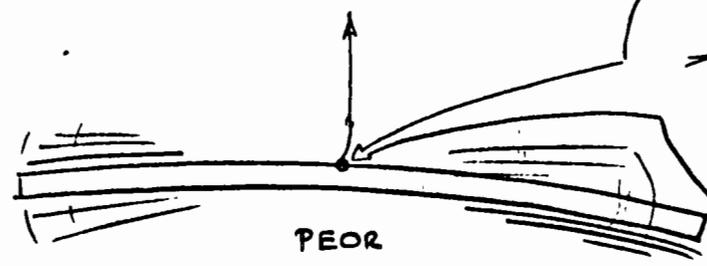
BUENO



?



MALO



PEOR

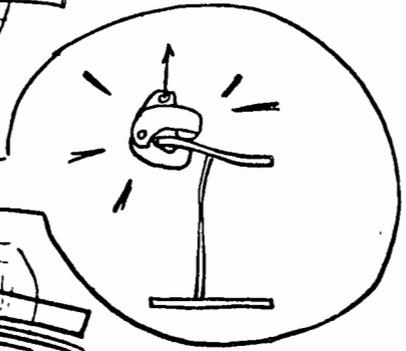
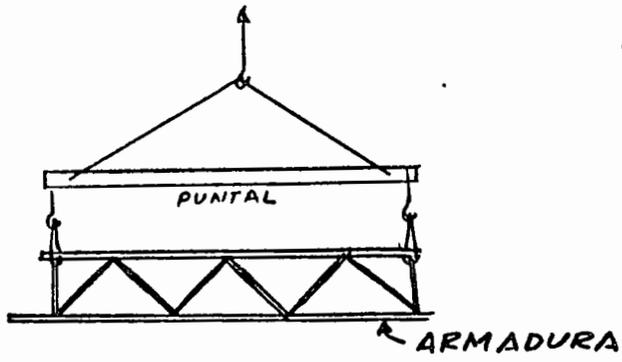
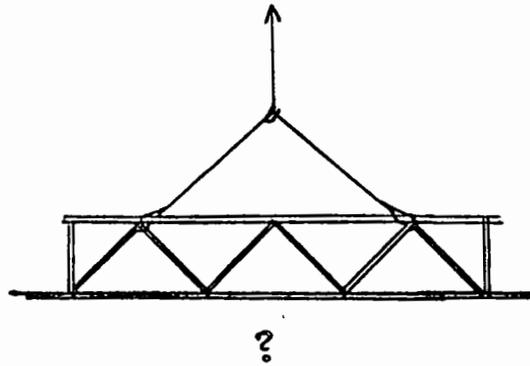


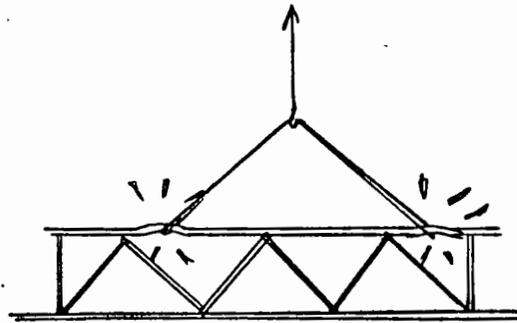
FIGURA 1  
(VIGAS O LARGUEROS)



BUENO



?



MALO

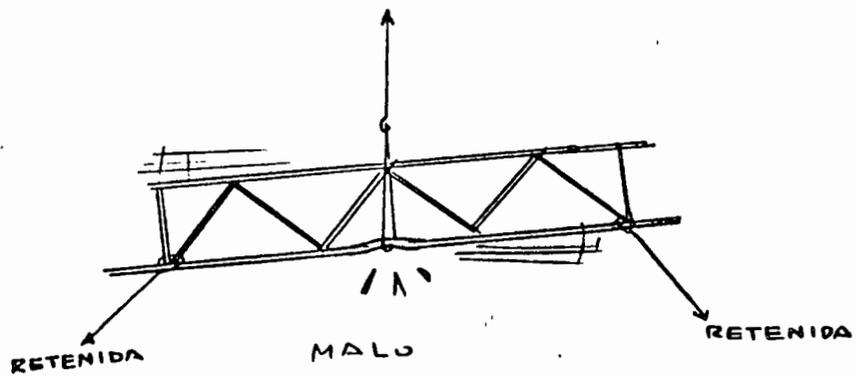


FIGURA 2  
(ARMADURAS)

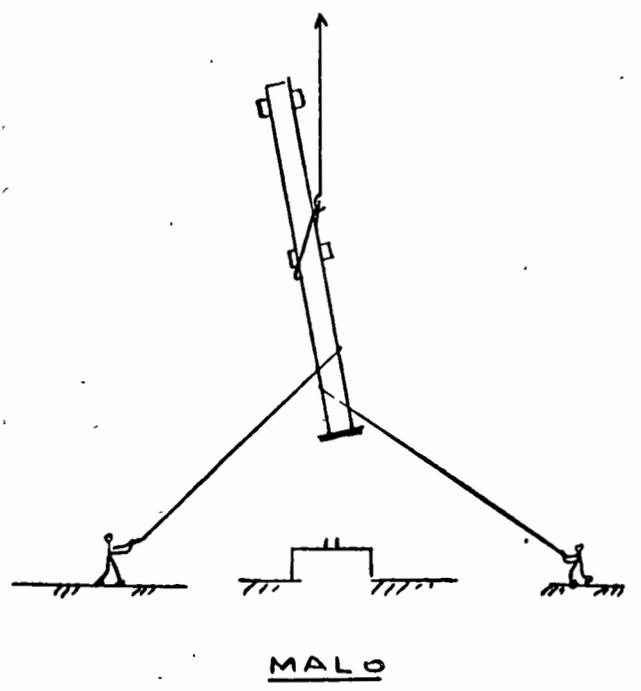
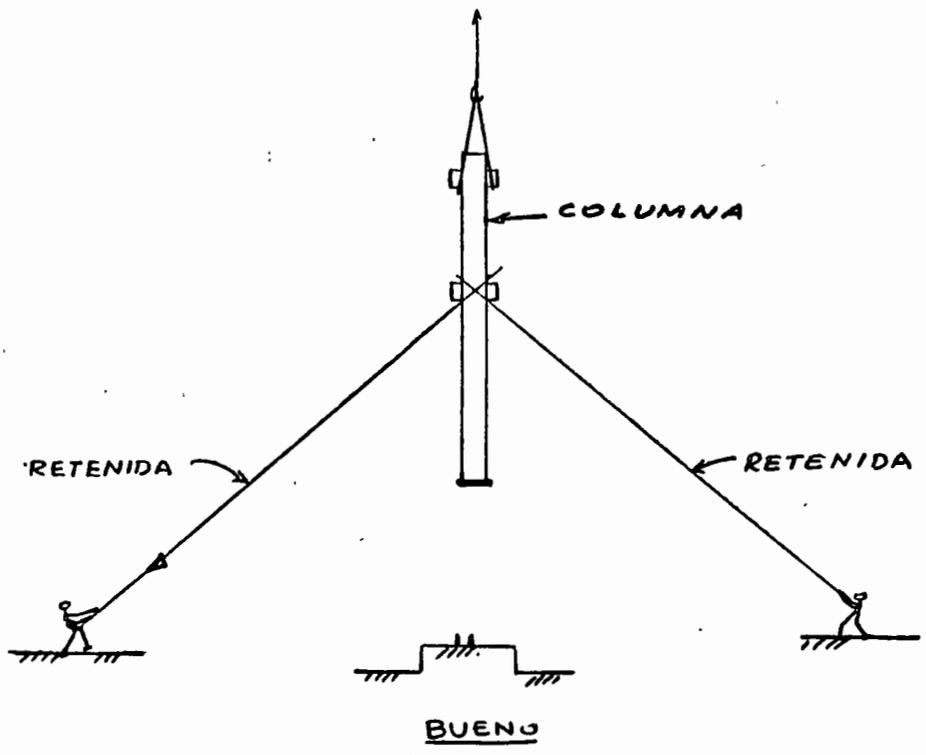
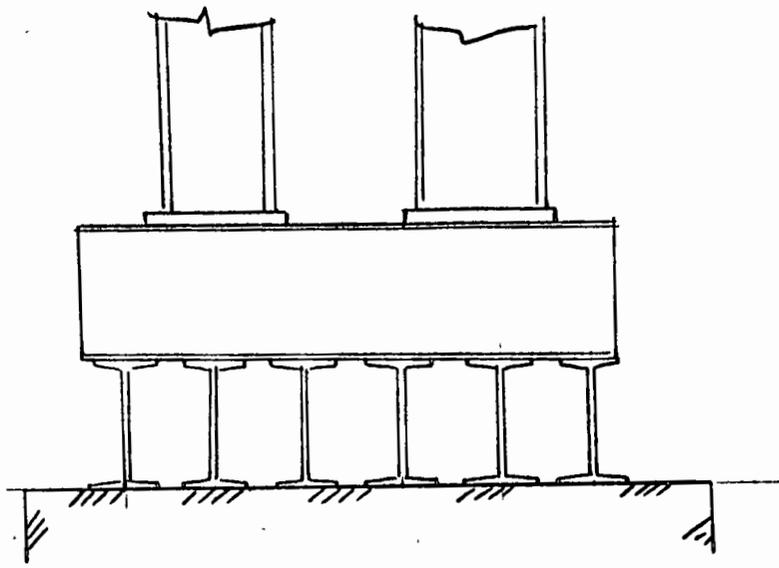
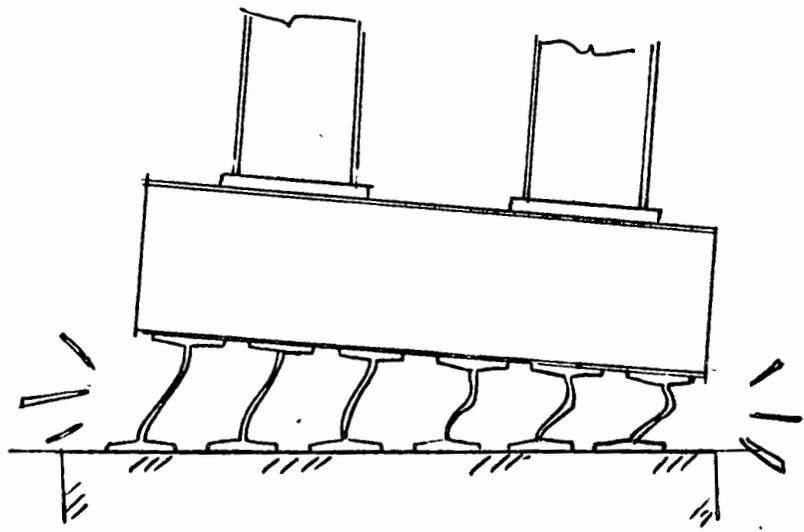


FIGURA 3  
(COLUMNAS)

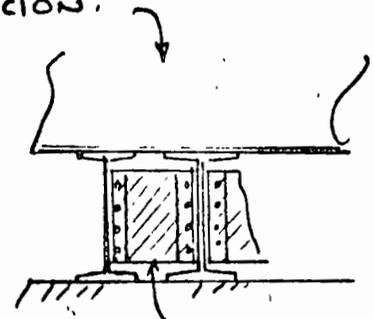


MALO



FALLA PROBABLE

RECOMENDACION:



INTRODUCIR DIAFRAGMAS ENTRE LAS ALMAS.

FIGURA 4

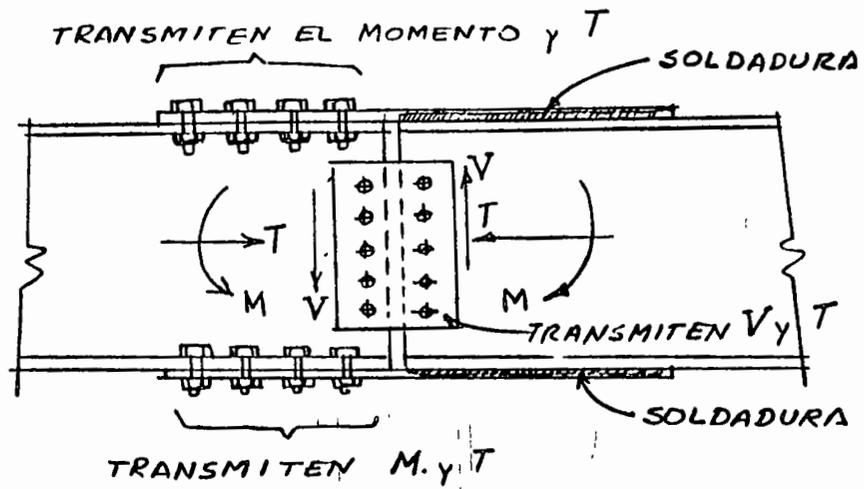


FIGURA 5(a)

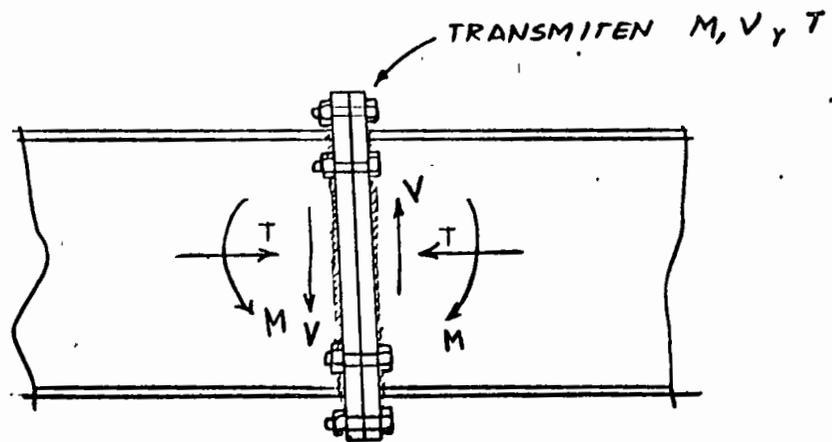


FIGURA 5(b)

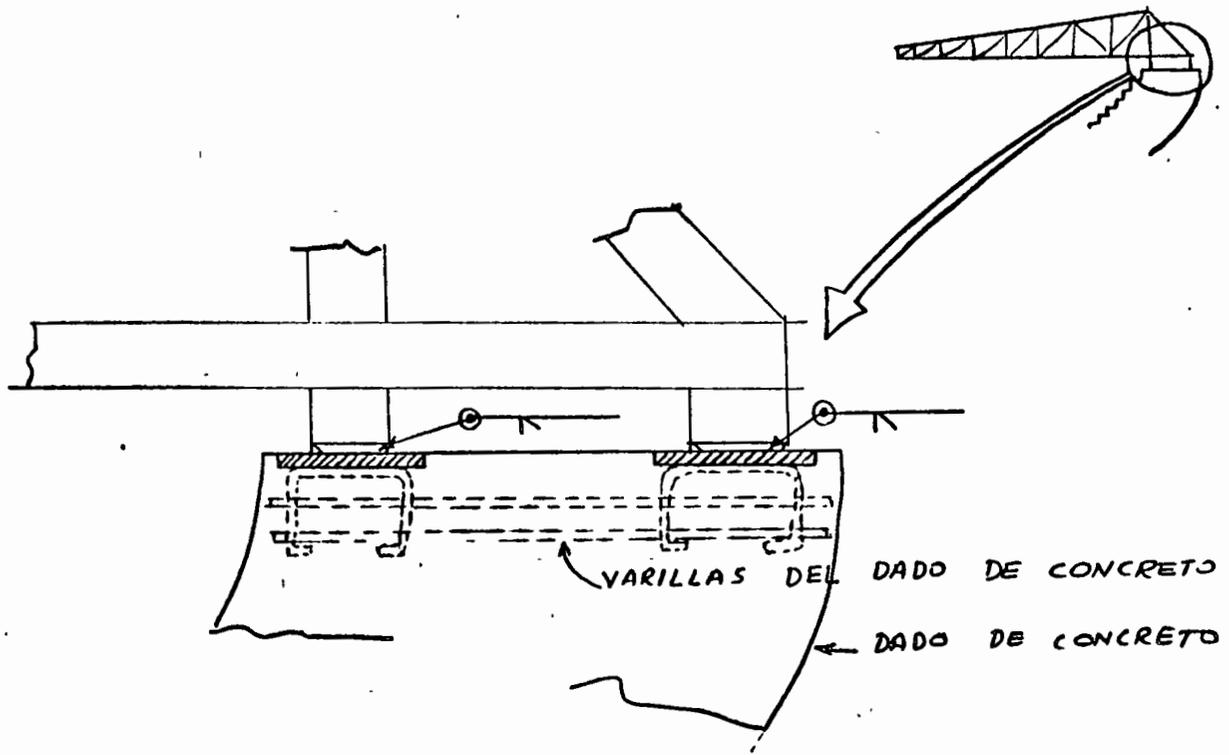


FIGURA 6

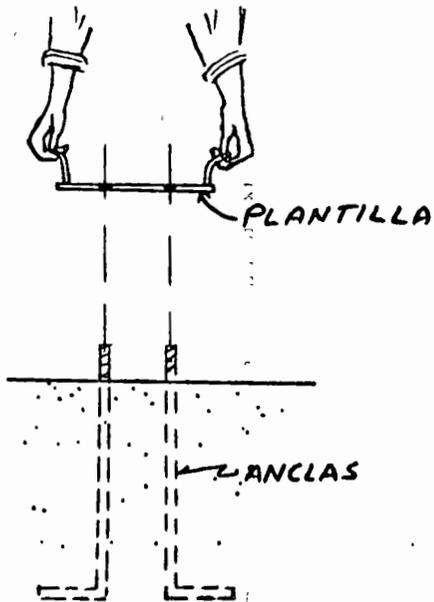


FIGURA 7

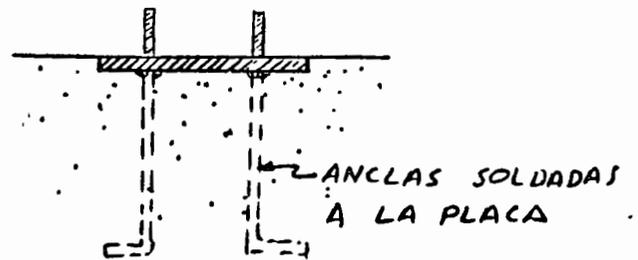


FIGURA 8

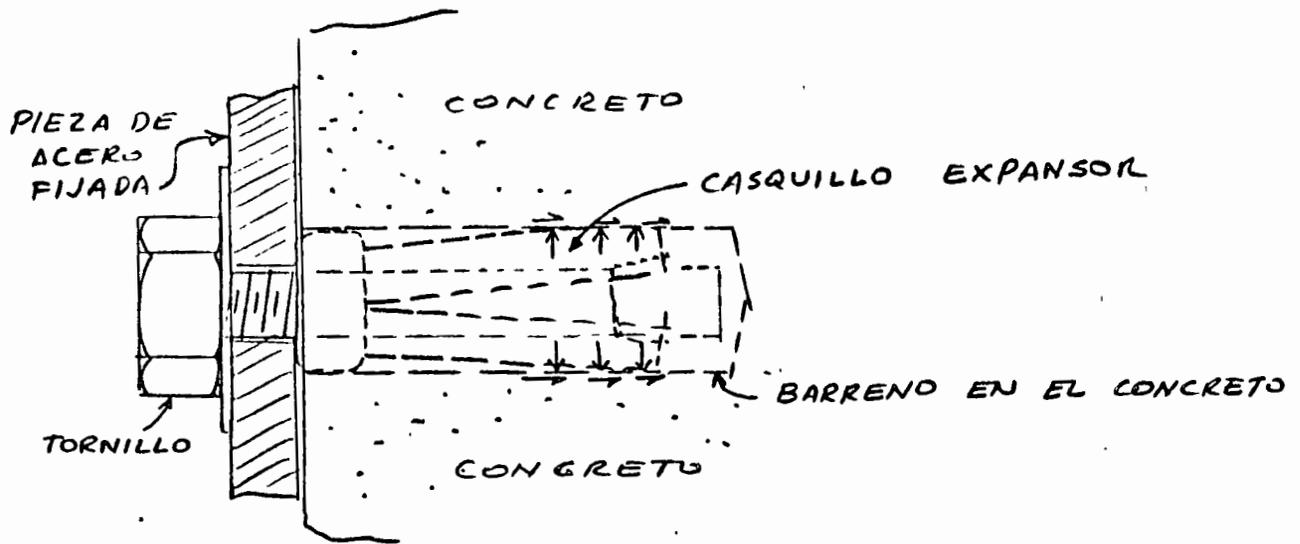


FIGURA 9

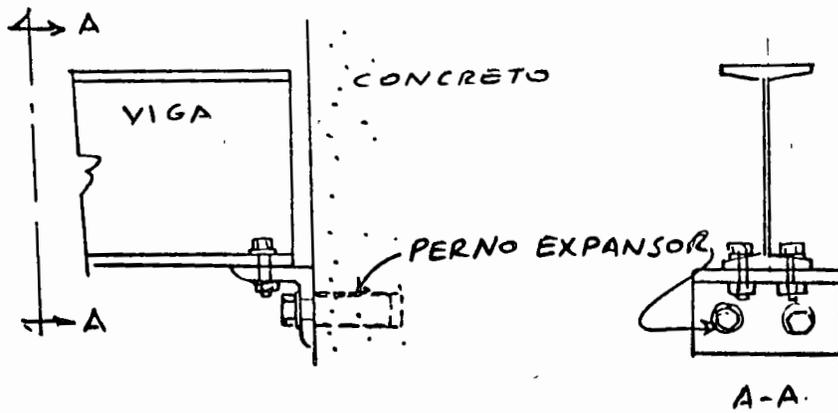


FIGURA 10

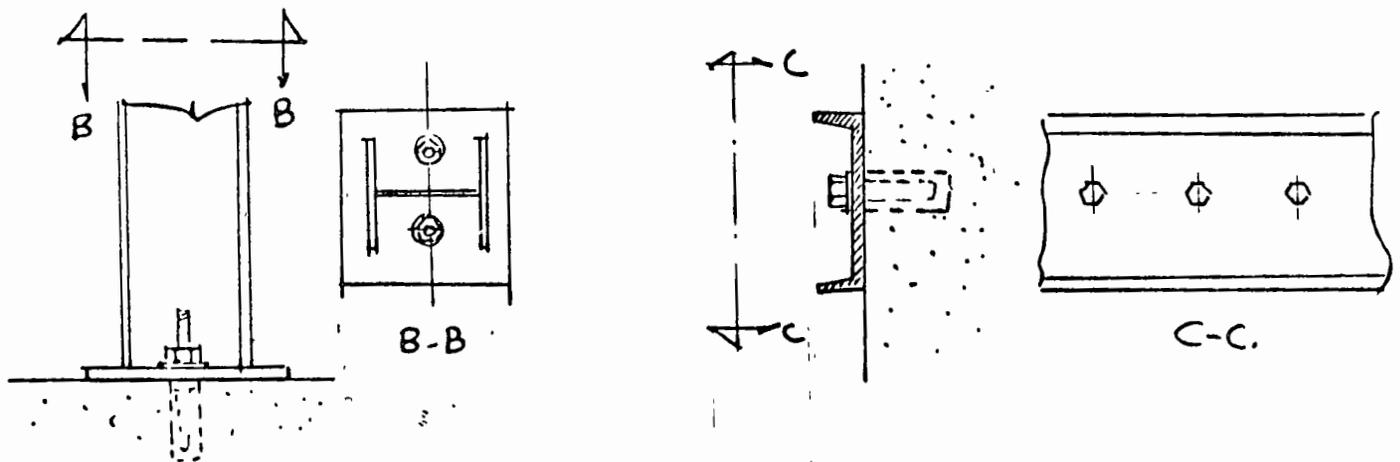
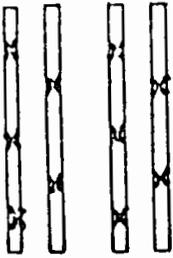


FIGURA 11

FIGURA 12



Cuando se trata de varias traves la forma de repartir la carga es colocando las molduras (x) en la forma en que se indica.

(Cargas repartidas iguales en cada trabe).

FIJADOR TIPO PARA LAMINA DE PERFIL ESTRUCTURAL ZINTRO MONTADA

VARILLA GALVANIZADA

SOLDADURA

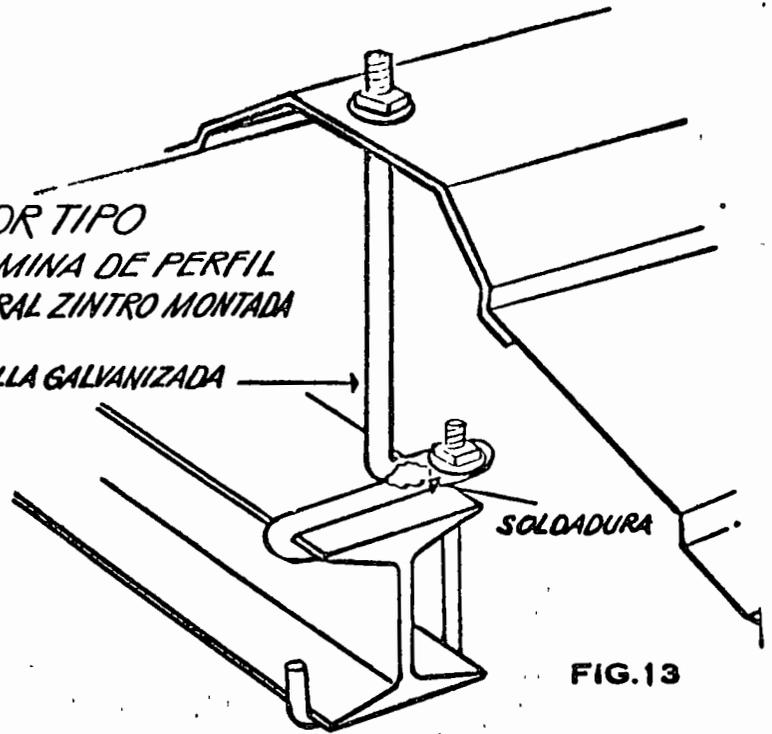
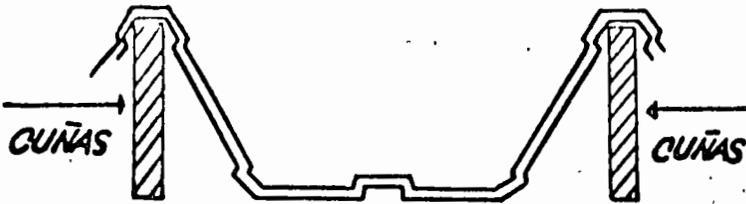


FIG. 13



LAMINA ESTRUCTURAL ZINTRO

El transporte para la lámina estructural Zintro es muy fácil, ya que se acomoda muy bien una con otra, nada más se recomienda ponerle unas cuñas en los hongos para evitar que se abran.

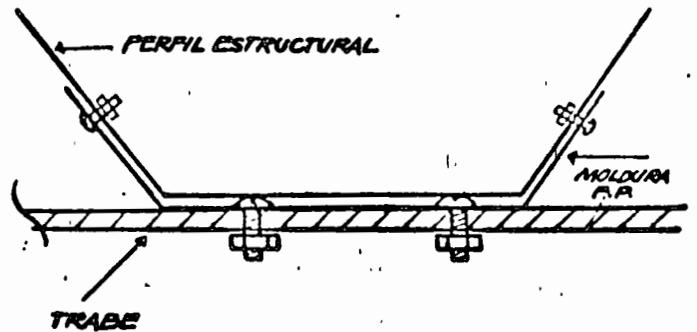
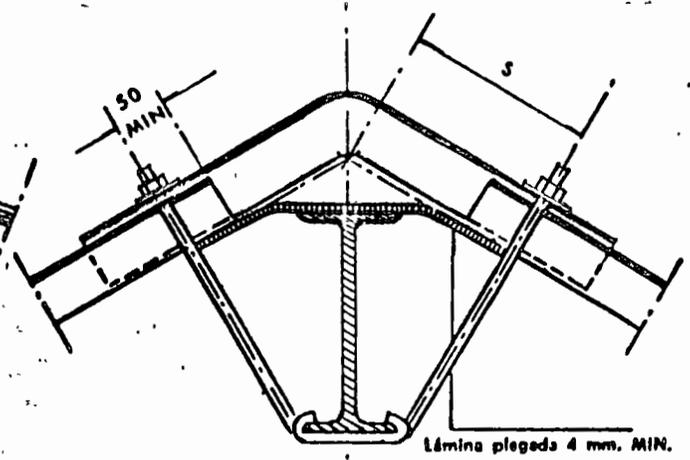
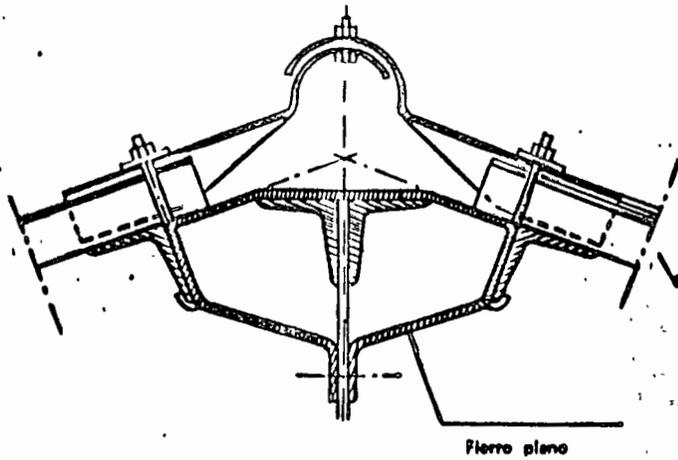


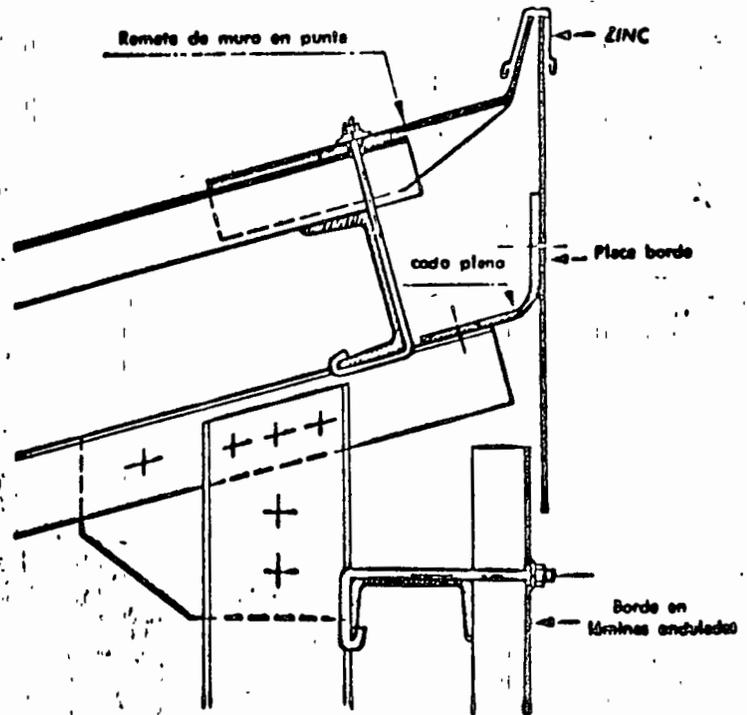
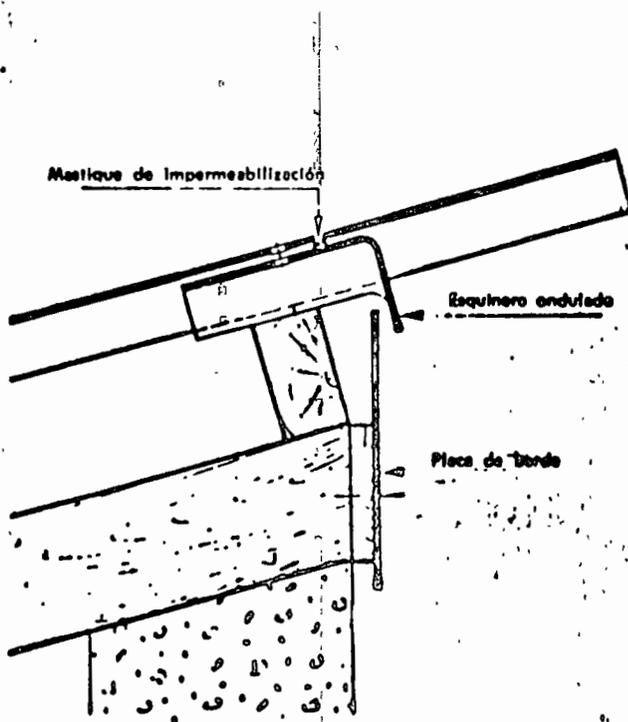
FIG. 14



Anclaje sobre dos ángulos ensamblados y fijos sobre soportes en fierro plano reposando sobre el largo-caballote.

Las extremidades de las láminas onduladas reposan sobre una lámina plana formada al ángulo de la cubierta e fija sobre la parte superior.

FIGURA 15



con esquinero ondulado y placa de bordo

con remate de muro y placa de bordo

FIGURA 16

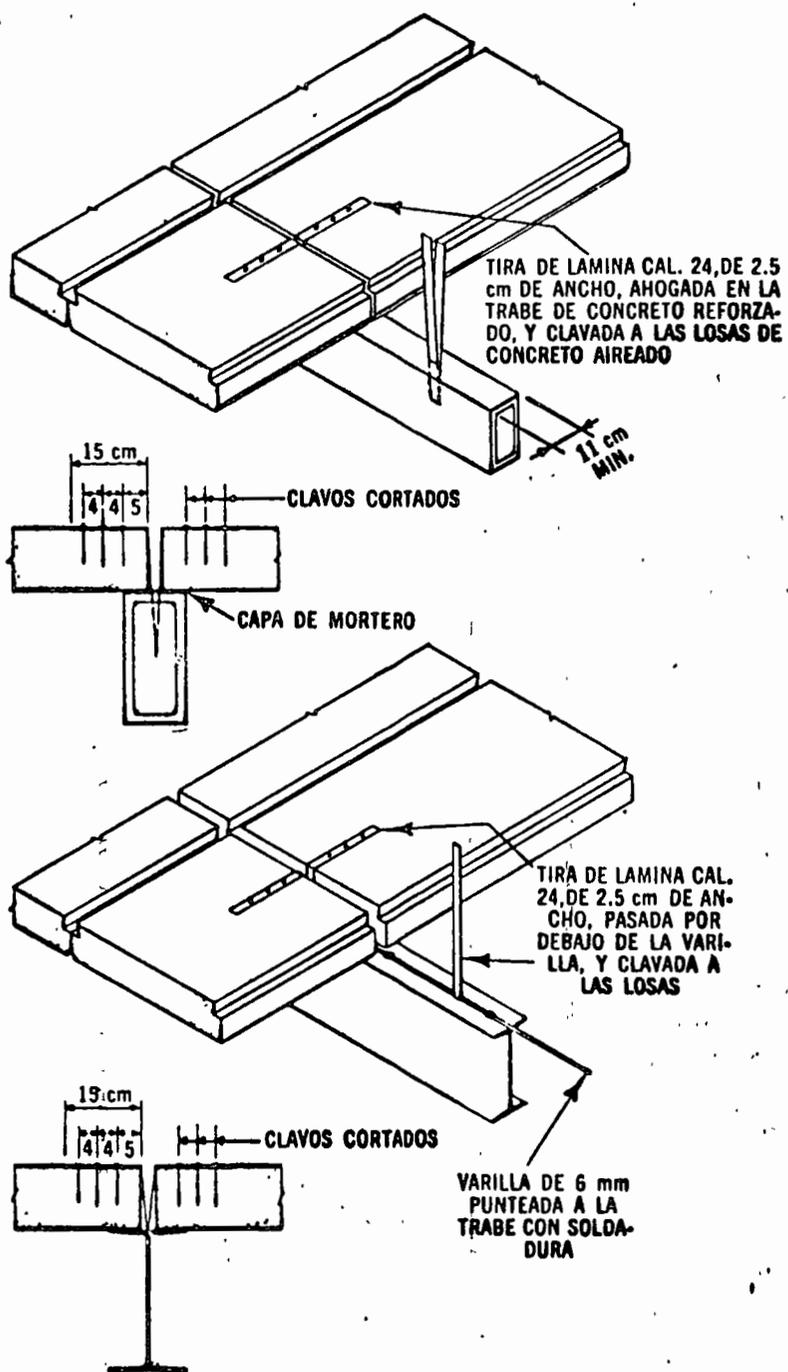


Fig. No. 17 Fijación de las losas de concreto aireado a las vigas de soporte

## CUADERNO DE INFORMACION MENSUAL

Este cuaderno de información mensual, es un informe contable mensual, y tiene por objeto presentar la situación financiera de una obra. Este cuaderno se elabora para cada obra en proceso con el fin de que tanto el superintendente de la obra, así como la oficina Matriz de la Compañía Constructora estén al tanto de la situación financiera de la obra.

El ejemplo que a continuación presentaremos es real y se llevó a cabo en la construcción de una casa habitación. Se escoge un ejemplo simple con el fin de ver la aplicación del catálogo de cuentas antes descrito.

CONSTRUCTORA MORNU, S.A.

COMO 26.-CH LIC. MARTINEZ

Cuaderno de Información Mensual

### Indice

- 1.- Balanza de comprobación
- 2.- Balance General
- 3.- Estado de Pérdidas y Ganancias
- 4.- Preestimación de Avance de Obra
- 5.- Deudores y Acreedores
- 6.- Almacén
- 7.- Inversiones y Gastos amortizables
- 8.- Proveedores
- 9.- Oficina Matriz
- 10.- Costo de Obra
- 11.- Gastos Generales

ESTADO DE PERDIDAS Y GANANCIAS

Mensual: del 1o. al 30 de Septiembre de 1970

Ingresos Gravados por Estimaciones \$ 60,919.49

Menos:

Costo de Obra 45,164.89

Utilidad Bruta: \$ 15,754.60

Menos:

Gastos Generales: \$ 13,854.68

Utilidad Neta: 1,899.92

Acumulado General: del 1° de Mayo al 30 de Septiembre de 1970

Ingresos Gravados por Estimaciones: \$ 296,134.61

Menos:

Costo de Obra: \$ 216,485.71

Utilidad Bruta: \$ 79,648.90

Menos:

Gastos Generales: 54,195.24

Utilidad Neta: \$ 25,453.66

Vo.Bo.

Contabilizó:

COMO 26.- C.H. LIC. MARTINEZ

Relación de Deudores y Acreedores al 30 de Septiembre de 1970

SUB-CUENTAS	DEUDOR	ACREEDOR
1.- Destajistas	209.40	174.26
2.- Retenciones en garantía		2,605.93
3.- Impuestos y cuotas por pagar		6,005.49
4.- Traspasos de Obra	9,374.87	
5.- Varios	4,154.54	
	<hr/>	
SUMAS	\$13,738.81	\$8,785.68
	=====	=====

Vo.Bo.

Contabilizó:

COMO 26.- C.H. LIC. MARTINEZ

Preestimación de Avance de Obra: Al 30 de Septiembre de 1970.

Avance del mes:	Importe
Saldo al 31 de Agosto de 1970	\$ 33,007.38
Septiembre de 1970	60,919.49
	<hr/>
	\$ 93,926.87
Menos:	
Estimación No. 9.	58,516.51
	<hr/>
SALDO TOTAL	\$ 35,410.36

Vo.Bo.

Contabilizó:

COMO 26.- C.H. LIC. MARTINEZ

Gastos e Inversiones Amortizables al 30 de Septiembre 1970

SUB-CUENTAS:

304-08.- Oficinas	943.87
304-07.- Artículos Oficina	<u>390.05</u>
	<u>\$ 1,333.92</u>

Vo.Bo.

Contabilizó:

COMO 26.- C.H. LIC. MARTINEZ

Informe General de Almacén al 30 de Septiembre de 1970

Almacén:

Materiales .-	6,978.76	
Herramientas.-	<u>1,714.77</u>	<u>8,693.53</u>
SALDO TOAL:		<u>\$ 8,693.53</u>

Vo.Bo.

Contabilizó:

COMO 26.- C.H. LIC. MARTINEZ

Proveedores al 30 de Septiembre de 1970

	<u>Saldos:</u>
1.- Cemento de Mixcoac, S.A.	\$ 2,080.00
2.- Compras de contado	480.80
3.- Distribuidora Vibro-Block, S.A.	2,688.47
4.- Ladrillera de Texcoco, S.A.	1,193.29
5.- Pre-Concreto, S.A.	6,110.22
6.- Cerrajería Mexicana, S.A.	1,902.28
7.- Ferretería Balmis, S.A.	982.78
	<hr/>
	\$ 15,437.84
	<hr/> <hr/>

Vo.Bo.

Contabilizó:

COMO 26.- C.H. LIC. MARTINEZ

Conciliación con la Oficina Matriz al 30 de  
Septiembre de 1970

1. Saldo según nuestros libros	(1)	\$	33,053.18	(A)
2. Cargos no abonamos		"		
3. Abonan no cargamos		"		
4. Cargamos no abonan		"		
5. Abonamos no cargan		"	35,150.48	(-)
Saldo según estado de cuenta oficina matriz		\$	<u>2,097.30</u>	CR

(1) Pendiente contabilizar Oficina Matriz

Nota . Si el saldo de nuestros libros que aparece en el renglón 1 es deudor, se suman las partidas 3 y 5 y se restan las pérdidas 2 y 4 a dicho saldo.

Si el saldo de nuestros libros que aparece en el renglón No. 1 es acreedor, se restan las partidas 3 y 5 y se suman las partidas 2 y 4 a dicho saldo.

Vo.Bo.

Contabilizó:

COMO 26.- C. H. LIC. MARTINEZ

Costo de Obra al 30 de Septiembre de 1970

SUB-CUENTAS

801-1.- <u>ALBAÑILERIA</u> .-	
801-1-6.- Impermeabilizaciones	152.80
801-1-1-7 <u>MUROS:</u>	
801-1-7-2 Block	94.50
801-1-7-3 Piedra	483.10
801-1-10.- <u>LAMBRINES:</u>	
801-1-10-1.-Mosaico de granito	240.00
801-1-10-2.-Azulejo de color	1,271.90
801-1-11 <u>PISOS:</u>	
801-1-11-1.Firmes	152.70
801-1-11-2.- P.Terrazo	4,351.88
801-1-12 Colocación de herrería	300.00
801-1-17 <u>RECUBRIMIENTOS:</u>	
801-1-17-1.- Recubrimiento de Marmol	5,660.42
801-1-17-4.- Aplanado de mezcla	2,040.44
801-1-22.- VARIOS	4,238.43
801-2 <u>CONCRETO:</u>	
801-2-1.- Dalas, castillos y cerramientos	424.08
801-2-4.- En losa	931.40

COMO 26.- C. H. LIC. MARTINEZ

<u>SUB-CUENTA S</u>	<u>MOVIMIENTO DEL MES</u>
801-3.- <u>INSTALACION SANITARIA.-</u>	
801-3-1.- Inst. Hidráulica y Sanitaria	\$ 7,006.75
801-4.- <u>INSTALACION ELECTRICA.-</u>	
801-4-1.- Instalación Eléctri ca	2,535.00
801-5.- <u>YESERIA.-</u>	
801-5-1.- Muros	480.00
801-5-2.- Plafones	480.00
801-5-3.- Falso plafón	4,226.30
801-6.- <u>CARPINTERIA.-</u>	
801-6-1.- Puertas	2,000.00
801-8.- <u>VIDRIERIA.-</u>	
801-8-1.- Vidrios	3,342.64
801-9.- <u>PINTURA.-</u>	
801-9-1.- Vinílica	2,080.00
801-9-2.- Esmalte	450.00
801-10.- <u>CERRAJERIA.-</u>	1,722.55
801-12.- <u>DIVERSOS.-</u>	
801-12-1.- Inst. de Gas Tanque estacionario	<u>500.00</u>
	SUMA: \$ 45,164.89
	<u><u>45,164.89</u></u>

Vo.Bo.

Contabilizó:

GASTOS GENERALES AL 30 DE SEPTIEMBRE DE 1970

<u>SUB-CUENTAS:</u>	Movimiento del Mes
802-14.- Fotostáticas, Heliográficas y Proyectos	\$ 1,043.85
802-30.- Impuestos sobre Ingresos Mercantiles	4,943.86
802-5.- 1% Para la Enseñanza	44.72
802-11.- Papelería y artículos de oficina	436.55
802-08.- Pasajes y autos de alquiler	522.00
802-34.- Obsequios y atenciones	300.00
802-04.- Seguro Social	695.95
802-01.- Sueldos Técnicos	4,499.84
802-02.- Sueldos administrativos	<u>1,367.91</u>
SUMA;	<u><u>\$ 13,854.68</u></u>

Vo.Bo.

Contabilizó:







## CURSO PARA SUPERVISORES Y RESIDENTES DE OBRA

### NOTAS SOBRE CIMENTACIONES.

Es costumbre clasificar las cimentaciones según su profundidad de desplante en dos grandes grupos:

Las cimentaciones someras y las profundas.

#### Cimentaciones someras.

Las cimentaciones someras son aquellas cuya profundidad de desplante es menor de unas tres veces el ancho del cimiento. A este grupo pertenecen las zapatas, aisladas o continuas; las losas, planas o nervuradas y los cajones, los cuales a menudo constituyen los sótanos de edificios.

Las zapatas son utilizadas generalmente para estructuras ligeras apoyadas en suelos de buena capacidad de carga.

A medida que la capacidad de carga de los suelos sea menor y aumente el peso de la estructura se requerirá el empleo de losas con el fin de ampliar el área de contacto y reducir las presiones transmitidas al terreno.

Cuando el suelo está constituido por materiales de alta compresibilidad, como los limos y las arcillas, blandos y saturados, es indispensable reducir los esfuerzos transmitidos al suelo a niveles tales que la magnitud de los asentamientos posteriores a la construcción no perju-

diquen a la propia estructura ni a las estructuras vecinas. Así, puede llegarse a la condición ideal de excavar un volumen de tierra cuyo peso sea igual al de la estructura, incluyendo el peso propio del cajón que le sirva de cimiento; en tales condiciones se logra lo que se acostumbra llamar una cimentación "compensada". Existe desde luego el caso en que el peso de la tierra desalojada es menor que el de la estructura y se tiene entonces la cimentación "parcialmente compensada", que transmite al terreno una presión igual a la diferencia entre la presión de la tierra excavada y la presión total debida al peso de la estructura. Por otra parte, cuando por necesidades arquitectónicas la profundidad del desplante del cajón es tal que la presión de tierra excavada excede a la correspondiente al peso de la estructura, se produce la cimentación "sobre compensada"; en esta última condición, si el suelo está constituido por arcillas expansivas, la estructura tenderá a emerger respecto al terreno vecino.

### Cimentaciones Profundas.

Se utilizan comunmente para transmitir las cargas de estructuras pesadas a estratos profundos, resistentes, que se encuentran debajo de capas de suelos blandos de gran espesor. En éste grupo se involucra a los pilotes, las pilas y los cilindros o pozos indios. La elección de uno u otro de estos tres tipos no obedece a reglas precisas, pero en términos generales puede decirse que, aparte de cuestiones de tipo económi-

co, los pilotes se utilizan para los casos de cargas concentradas menores y sus diámetros son frecuentemente inferiores a 50 cm., mientras que las pilas, con diámetros que van desde 60 cm, hasta 1.80 metros, son preferibles cuando se trata de fuertes cargas concentradas, normalmente de unas 1000 toneladas por columna en adelante. Los cilindros o pozos indios encuentran su aplicación más frecuente como elementos de apoyo de las pilas o estribos de puentes de claros grandes que reciben cargas de varios miles de toneladas.

#### Requisitos de una buena cimentación.

El tipo de cimentación y sus dimensiones deben elegirse de tal manera que se cumplan los siguientes requisitos fundamentales:

- a) Los esfuerzos cortantes que la cimentación genera en el suelo deben ser siempre menores que los que éste es capaz de soportar, con un cierto margen de seguridad. Esto implica la necesidad de estimar la capacidad de carga del suelo bajo la cimentación de que se trate.
- b) Los asentamientos de la estructura, producidos por las deformaciones del suelo bajo la acción de los esfuerzos que le transmite la cimentación, no deberán exceder de un límite tolerable para la propia estructura y para las estructuras vecinas. Este límite puede variar desde unos cuantos milímetros, como en el caso de algunos tipos de maquinaria pesada, hasta 10 o más centímetros.

tímetros como en el caso de edificios de estructura rígida en los suelos blandos de la Ciudad de México. Todo esto implica la necesidad de conocer la compresibilidad de los suelos y estimar la magnitud de los asentamientos de las estructuras.

- c) Una vez elegido el tipo de cimentación y sus dimensiones adecuadas para satisfacer los dos requisitos anteriores, es indispensable que la construcción se realice de manera que no se alteren las propiedades mecánicas naturales del suelo y no se produzcan en éste deformaciones de expansión o asentamiento durante la construcción, o bien deslizamiento de los taludes o el fondo de la excavación, que puedan perjudicar al comportamiento de la cimentación o causar daños a las estructuras vecinas. Además, debe asegurarse la integridad estructural de todos los elementos de la cimentación.

## EXCAVACIONES

Cuando se dispone de espacio suficiente las excavaciones necesarias para construir una cimentación se ejecutan en talud; en cambio cuando el espacio es restringido se requiere a menudo el uso de alguna estructura de contención con el fin de llevar la excavación hasta los límites del terreno sin afectar a estructuras, o predios vecinos, o bien, a instalaciones municipales. Los tipos más usuales de estructuras de contención son:

Ademes,

Tablaestacas,

y Muros colados insitu.

Cuando las dimensiones del área por excavar son tales que el apuntalamiento de las estructuras de contención resulta costoso y complicado, es frecuente realizar la excavación con una combinación de las dos soluciones arriba mencionadas; es decir, se excava primero un área central menor que el área total, dejando un talud perimental; en seguida se cuelan los elementos de concreto comprendidos dentro del área excavada y una vez concluida ésta operación se excava la zona del talud utilizando alguna estructura de contención que se apuntala contra la parte de la estructura de cimentación previamente construida, para proceder, finalmente, a completar el colado de concreto comprendido dentro de la faja ocupada anteriormente por el talud.

Si se excava en talud, debe asegurarse la estabilidad de éste contra desli-



zamiento, sea por el propio talud o por una falla profunda que afecte también al fondo de la excavación.

Si se utiliza una estructura de contención no solo es indispensable cuidar su estabilidad, mediante un buen diseño e instalación adecuada de la propia estructura y de su sistema de apuntalamiento, sino que, además, es necesario prevenir el deslizamiento profundo por el fondo de la excavación.

Es evidente que si se tienen estructuras vecinas o instalaciones municipales, éstas resultarían afectadas en caso de producirse una falla del talud, de la estructura de contención o del fondo de la excavación.

Por otra parte, aún cuando la excavación sea estable, la descarga del terreno al retirar el material excavado y el flujo del agua del subsuelo, cuando se excava bajo el nivel freático, alteran el estado de esfuerzos de la masa de suelo y se produce la expansión del fondo de la excavación y el asentamiento de la superficie del terreno al rededor de la zona excavada.

Cuando se trata de suelos compactos, de baja compresibilidad o expansibilidad, los movimientos de expansión y asentamiento en la excavación son generalmente pequeños y, con frecuencia, no producen daños de importancia en las estructuras o instalaciones vecinas; en cambio, si se excava en suelos blandos, compresibles y/o expansivos, se producen daños de consideración a las estructuras vecinas por asentamientos diferenciales y, en el caso de suelos expansivos, asentamientos de la propia estructura, posteriores a la construcción, como consecuencia de la recuperación de las



expansiones del fondo de la excavación.

Las condiciones de estabilidad de una excavación, así como los movimientos del asentamiento o expansión pueden preverse, dentro de límites de aproximación muy razonables, mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos involucrados, sobre cuya base la mecánica de suelos analiza las condiciones de equilibrio de la masa de suelo bajo la acción de esfuerzos cortantes, así como la magnitud de los movimientos inducidos por el nuevo estado de esfuerzos que se crea en el suelo a causa de las excavaciones y la construcción de la cimentación.

#### Excavaciones bajo nivel freático.

Se anexa a éstas notas un breve resumen de los procedimientos actualmente en práctica para la ejecución de excavaciones a profundidades mayores que el nivel freático.

#### Pilotes.

Aunque en algunos casos se han utilizado pilotes de acero o de madera, es más frecuente en la actualidad el empleo de pilotes de concreto en sus dos formas más comunes: precolados o colados insitu.

Los pilotes precolados se instalan en el terreno hincándolos con un martinete hasta su profundidad de proyecto. En ocasiones, es necesario realizar una perforación previa en el sitio del pilote, la cual puede alcanzar hasta la profundidad total del desplante, o bien, alguna fracción de ésta;

el diámetro del agujero es de unos 5 a 10 cm menor que el del círculo inscrito de la sección del pilote. Esta perforación previa puede tener cualquiera de éstos dos objetivos o ambos:

- 1.- Perforar estratos o lentes de materiales compactos (arenas o gravas), incluidos dentro de una masa de suelos blandos, que puedan impedir el hincado del pilote hasta estratos resistentes más profundos. Esta práctica permite asegurar que las puntas de los pilotes queden adecuadamente apoyadas y sean capaces de soportar la carga de la estructura con un mínimo de asentamiento.
  
- 2.- Cuando se hinca un gran número de pilotes a través de una masa de arcilla blanda y saturada, se desplaza un volumen de arcilla prácticamente igual al de los pilotes hincados; este desplazamiento produce el remoldeo de la arcilla, lo cual baja su resistencia al corte y, por consiguiente, la capacidad de carga de los pilotes cuando éstos son del tipo de fricción. Si se trata de pilotes apoyados en la punta la expansión producida por el desplazamiento de la arcilla levanta a los pilotes previamente instalados y hace que la punta se desprege de su apoyo ; en tales condiciones la estructura se asentará hasta el punto en que el pilote vuelva a recuperar su apoyo. Como ésta expansión afecta de manera diferente a los distintos pilotes dentro de un conjunto, se producen asentamientos diferenciales que perjudican a la estructura. Por otra parte la expansión del terreno generada por el desplazamiento de la arcilla se propaga también hacia el exterior de la zona ocupada por el conjunto de pilotes causando con ello daños a

las estructuras vecinas. Al mismo tiempo que el desplazamiento de la arcilla, el hincado genera vibraciones que se propagan a través de la masa de arcilla y gravan los daños a los vecinos. En algunos casos se han llegado a registrar expansiones mayores de 50 cm dentro de una zona densamente poblada de pilotes de concreto, de 50 cm de diámetro y 25 metros de longitud, instalados con separaciones que variaban entre 1.5 y 3 metros entre centros de pilotes. En tales condiciones, la perforación previa al hincado, llevada a una profundidad no menor de 3/4 de longitud de los pilotes, reduce considerablemente este problema de expansiones y además, puesto que el hincado requiere menos energía, disminuye considerablemente los problemas de vibraciones. Además de las ventajas anteriores la perforación previa contribuye a mejorar la verticalidad de los pilotes, así como su posición en planta, lo que evita excentricidades de las cargas en los miembros estructurales que se apoyan sobre las cabezas de los pilotes.

#### Pilotes Colados Insitu.

De éstos hay los siguientes tres tipos básicos:

- a) Colados en perforación previa. - Cuando ésta se hace bajo el nivel freático y atraviesa capas de gravas o arenas sueltas o de limos no cohesivos, se requiere estabilizar las paredes de la perforación mediante lodo bentonítico y el colado de concreto se hace mediante un tubo o trompa de colado que lo deposita desde el fondo de la perfora

ción hacia arriba, con lo cual el concreto desplaza al lodo bentonítico. A medida que el concreto va llenando la perforación, se va retirando la trompa de colado, manteniendo la punta de ésta siempre ahogada - en el concreto, por lo menos en una profundidad de 1.50 metros, para evitar la contaminación del concreto con bentonita. Como ésta maniobra de colocación de concreto requiere un cierto mínimo de espacio, - los pilotes así contruidos tienen normalmente diámetros de 50 a 60 cm. Curiosamente, cuando el diámetro exede de unos 60 cm se acostumbra llamarles " pilas coladas insitu ". La construcción de éste tipo de pilotes requiere una continua vigilancia de la limpieza de la perforación y un buen control de la viscosidad del lodo bentonítico, con el fin de - evitar el depósito de sedimentos sueltos en el fondo de la perforación , lo que daría por resultado un mal apoyo de la punta del pilote. Por - otra parte, deben emplearse concretos con revenimiento mínimo de - 18 cm, agregado máximo de 3/4 de pulgadas y un contenido de finos - cementantes no menor de unos 350 kilos por metro cúbico. Es aconsejable, además, el uso de retardadores de fraguado con el fin de evitar el taponamiento de la trompa de colado por cualquier retraso en - la maniobra. La gran fluidéz del concreto y el mantener la punta de la trompa siempre ahogada en él, evita la formación de bolsas de lodo dentro del cuerpo del pilote que pueden dañar seriamente su integridad estructural.

- b) Colados en funda recuperable.- El colado se hace dentro de un tubo - previamente hincado con martinete; dicho tubo va provisto de un tapón - de concreto en su extremo inferior, de manera que al hincarlo se produ - ce el desplazamiento del suelo. Dentro del tubo se coloca el refuerzo y el concreto, y en seguida se extrae el tubo mediante movimientos ascendentes y descendentes alternados producidos con el auxilio del mismo - martinete que opera en ambas direcciones. Esta operación produce a la vez el vibrado del concreto a medida que se va extrayendo el tubo.
- c) Colados en funda perdida.- En este caso se utiliza una funda de lá - mina metálica delgada y corrugada, la cual se hinca introduciendo en - su interior un tubo metálico reforzado capaz de soportar los esfuerzos - del hincado. Una vez alcanzada la profundidad de desplante se retira - el tubo interior quedando la funda en su sitio, para proceder en seguida a introducir en ella el acero de refuerzo, si se requiere, y finalmente - llenar la funda de concreto.

Los pilotes de los tipos b) y c) que se acaban de describir, presentan los mismos problemas de hincado que los pilotes precolados y, al igual que ellos, pueden requerir de la perforación previa al hincado de la funda. En lo que respecta al colado del concreto dentro de la funda es práctica común vaciarlo directamente a la boca de la funda desde la superficie del terreno, lo cual puede producir la segregación de concreto y desde luego deficiencia estructural del pilote. En tales condiciones, es -

más recomendable el empleo de una trompa de colado.

### Formas de trabajo de los pilotes.

Un pilote cualquiera transmite su carga al terreno, en parte, mediante la fricción o adherencia que se desarrolla entre éste y el pilote y el resto por contacto directo de la punta del pilote con el terreno en que se apoya. Esto puede expresarse en forma simple por la ecuación  $Q = Q_f + Q_p$ .

Cuando el pilote atraviesa suelos blandos y su punta se apoya en suelos de alta resistencia, el desplazamiento del cuerpo del pilote es insuficiente para desarrollar la totalidad de la fuerza friccionante  $Q_f$ , y entonces la mayor parte de la carga es soportada por la punta. De aquí la costumbre de llamarles " pilotes de punta ". Por el contrario, cuando los materiales en que se apoya la punta son de baja resistencia ( limos o arcillas blandas ), la capacidad de la punta  $Q_p$ , resulta muy pequeña en comparación con la de fricción  $Q_f$  y de aquí el nombre de " pilote de fricción ". Desde luego que entre éstas dos condiciones extremas, se encuentra toda una gama de posibles combinaciones entre  $Q_f$  y  $Q_p$ , dependiendo de las consistencias relativas entre los suelos bajo la punta y los que rodean al cuerpo del pilote. Así, en el caso de pilotes instalados en una masa de arena suelta,  $Q_f$  y  $Q_p$  son igualmente importantes.

### Capacidad de Carga.

El procedimiento más usado en la actualidad para determinar la capacidad

de carga de un pilote, o de un conjunto de ellos, es el llamado método analítico que consiste en determinar, mediante estudios de mecánica de suelos, las propiedades mecánicas de los materiales que atraviesa y sobre los que se apoya el pilote. Son de especial importancia los datos sobre la estatigraffa, la resistencia al corte, el peso volumétrico de las distintas capas de suelos y la profundidad del nivel freático. Estos factores se hacen intervenir en las fórmulas de capacidad de carga de Meyerhoff, que pueden consultarse en el libro "Mecánica de Suelos, de Juárez Badillo y Rico". Cuando se trata de pilotes de punta, las fórmulas de Meyerhoff, muestran que si la punta del pilote queda empotrada dentro de materiales resistentes, en una profundidad de 3 diámetros o mayor se logra desarrollar en el suelo su máxima capacidad de carga posible y que, en esta condición, si la punta se encuentra en depósitos de arena o grava compactas, pueden lograrse capacidades de carga admisibles muy semejantes a los esfuerzos de diseño admisibles en el concreto; esto puede requerir la ejecución de una perforación previa a través de esos suelos de alta compacidad y hasta la profundidad de desplante del pilote, independientemente de que éste sea colado insitu o hincado.

Otro procedimiento para determinar la capacidad de un pilote, es la realización de pruebas de cargas directas. Aunque de ésta manera se obtienen resultados más precisos, es un procedimiento costoso y requiere mayor tiempo para su ejecución que el método analítico.

Hace algunos años fué muy popular el empleo de las fórmulas dinámicas para determinar la capacidad de carga de los pilotes. En la actualidad,

éste método está casi abandonado por su gran imprecisión, por lo cual no es recomendable.

### Asentamiento.

La aplicación de cargas a un conjunto de pilotes, cualquiera que sea su tipo, producirá siempre algún asentamiento; sin embargo, puede decirse que en los pilotes de carga apoyados sobre materiales compactos, bajo los cuales no existe ninguna capa compresible, se producen asentamientos despreciables. Por el contrario, los mayores asentamientos se generan en los grupos de pilotes de fricción, bajo cuya punta se encuentran suelos compresibles de gran espesor. En ocasiones, como ocurre con frecuencia en la Ciudad de México, los pilotes de punta se apoyan en un estrato duro, capaz de soportar los esfuerzos transmitidos por las puntas de los pilotes, el cual descansa sobre una capa de arcilla compresible de 10 a 15 metros de espesor; en tales condiciones se desarrollan también asentamientos de importancia en un grupo de pilotes de punta.

El conocimiento de la estatigrafía y de la compresibilidad de los suelos que se encuentran bajo la punta de los pilotes permite estimar en forma suficientemente aproximada, la magnitud de los asentamientos que pueden expresarse en un grupo de pilotes.

### Pilas.

Con éste nombre se acostumbra llamar a los pilotes colados en el sitio dentro de una perforación previa, cuyo diámetro es mayor de unos 60 cm.

Comunmente el máximo diámetro de las pilas es de 1.80 metros excepcionalmente , se han utilizado diámetros poco mayores, siendo los más frecuentes entre 0.80 metros y 1.50 metros de diámetro.

Las pilas se apoyan siempre en estratos resistentes profundos, por lo que son consideradas para fines de diseño como pilotes de punta.

Cuando el nivel freático se encuentra a profundidad mayor que el desplante de las pilas, la perforación se hace en seco y el colado de concreto de preferencia con el auxilio de una trompa, especialmente si se trata de profundidades mayores de unos 10 metros. En cambio, cuando se requiere perforar abajo del nivel freático es indispensable el lodo bentonítico para garantizar la estabilidad de las paredes del pozo. En éste caso deben observarse las precauciones de limpieza y de colado ya mencionados para el caso de pilotes colados insitu.

En nuestro país se ha utilizado en algunos casos, el sistema BENOTO, para la construcción de pilas, que consiste en hincar en el terreno un tubo de acero de gran diámetro que está provisto en su extremo inferior de una zapata afilada, el cual se va haciendo descender en el terreno mediante una rotación alternada y carga axial aplicadas mediante gatos hidráulicos. Simultaneamente, se excava en el interior del tubo con una herramienta pesada provista de un cucharón de gajos. Cuando se alcanza la profundidad de desplante, se cuele el concreto y a medida que éste avanza se va extrayendo el tubo con los mismos gatos hidráulicos y el mismo sistema de rotación alternada. También en éste caso, es indispensable evitar el

depósito de sedimentos en el fondo de la excavación y hacer el colado mediante una trompa.

### Cilindros.

Con frecuencia se emplean en cimentaciones de puentes, aunque no exclusivamente, y consisten en cilindros de concreto provistos de una zapata afilada en el extremo inferior, que se hacen descender en el terreno bajo su propio peso, mientras se excava en su interior, generalmente con el empleo de un cucharón de almeja o de gajos, hasta alcanzar la profundidad del desplante, después de lo cual se cuela en el fondo del cilindro un tapón de concreto que le sirve de apoyo. El tapón debe tener un espesor del orden de un diámetro o mayor. Los cilindros de éste tipo, tienen normalmente diámetros de 3 metros o mayores.

En ocasiones, la excavación del interior del cilindro se hace a mano, utilizando una campana de aire comprimido para mantener en seco el interior del cilindro, en cuyo caso se acostumbra llamarles " cilindros neumáticos "

La sección transversal de éste tipo de cimientos profundos no siempre es cilíndrica, pues en algunos puentes se han empleado cajones rectangulares y a veces estos cajones están rematados por medios cilindros en los extremos del rectángulo.

El espesor de las paredes del cilindro o cajón está dado por el peso necesario para vencer la fricción lateral que se desarrolla al ir haciéndolo descender en el terreno.

La capacidad de carga se determina de igual manera que en el caso de las pilas y, cuando están apoyadas en suelos compactos, sin estratos compresibles debajo de la base del cilindro, el asentamiento es despreciable.



## EXCAVACIONES BAJO EL NIVEL FREÁTICO

Con frecuencia es necesario excavar a profundidades abajo del nivel freático para construir una cimentación; cuando esto sucede el agua freática fluye hacia la zona excavada y es entonces indispensable conducirla por zanjas colectoras hasta cárcamos de bombeo, como muestra el esquema de la fig. 1. Esta forma de abatimiento del nivel freático puede ser tolerable en algunos casos, cuando el gasto que fluye hacia el interior de la excavación es relativamente pequeño, es decir 5 a 10 lt/seg, y no se produce el arrastre de partículas de suelo por el agua. Tales condiciones se presentan cuando se excava en suelos cohesivos como arcillas, limos arcillosos o arenas y gravas arcillosas, o bien en gravas o arenas limosas, con algún contenido de arcilla que produce cierta cohesión entre las partículas y ofrece cierta resistencia a la erosión. Sin embargo, en cualquiera de estos casos las filtraciones que se generan hacia la excavación producen fuerzas de filtración que tienden a provocar el deslizamiento de los taludes, lo que obliga a construirlos con pendientes muy tendidas.

Por el contrario, cuando se excava con este procedimiento en suelos no cohesivos, tales como los limos no plásticos, las arenas limosas y las arenas finas, se produce el deslizamiento y la erosión de los taludes y del fondo de la excavación, aun cuando la profundidad sea apenas de uno o dos metros bajo el nivel freático. Además, las filtraciones -

ascendentes en el fondo de la excavación, al tratar de levantar las partículas de suelo, aflojan su estructura y lo convierten en un material suelto, con lo cual se reduce (importantemente) la capacidad de carga y se aumenta la compresibilidad del suelo que queda bajo el fondo de la excavación. Si el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones del fondo, es cercano a la unidad, las partículas del suelo no cohesivo entran en ebullición, es decir, se produce la condición de una arena - movediza. Este fenómeno es mas evidente en el caso de la excavación para una pila de puente que se muestra en el esquema 2; las fuerzas de filtración ascendentes provocan el levantamiento del material del fondo en el interior de las tablaestacas, lo cual puede anular el empuje pasivo que actúa en el empotramiento de las tablaestacas, dando por resultado la falla de éstas por "pateo". Si la excavación se hace en suelos de alta permeabilidad, como las gravas y las arenas gruesas, el gasto de filtración se vuelve tan grande que se convierte en un serio inconveniente para la seguridad y la buena ejecución de la obra. De aquí, la necesidad de controlar en todos estos casos las filtraciones, a fin de eliminar los efectos de inestabilidad, ebullición o arrastre de los suelos durante la excavación.

Los procedimientos de que se dispone actualmente para el control de las filtraciones actúan sobre éstas en dos formas diferentes :

En unos casos se conducen las filtraciones mediante instalaciones convenientes de bombeo, extrayéndolas del suelo antes de que lleguen al -

sitio de la excavación; éstos son los llamados "métodos de drenaje" y permiten abatir el nivel freático, en forma local, en el sitio en que se excava, previamente a la ejecución de la excavación.

Otros procedimientos evitan la llegada del agua al sitio de la excavación interceptándola mediante pantallas impermeables que rodean al sitio de la construcción y, en ocasiones forman también un fondo impermeable, cuando no existen en forma natural estratos impermeables que impidan la filtración por el fondo; a éstos se les llama "métodos de impermeabilización".

#### DRENAJE. - (1)

A continuación se ennumeran los diversos tipos de instalación para el abatimiento del nivel freático antes de la excavación:

Sistemas que actúan por gravedad :

Pozos-punta

Pozos profundos

Sistema combinado de gravedad y vacío.

Sistema combinado de bombeo y electrósmosis.

Pozos-punta.- El esquema de la Fig. 3 muestra este sistema que consiste en una serie de tubos verticales de unos 6 m de longitud y diámetro de  $1 \frac{1}{2}$ " a 2", en cuyo extremo se acopla un tubo especial formado por una fina malla metálica o de plástico, en cuyo interior se aloja un tubo perforado; esta última parte tiene unos 0.60 m de longitud y en su extremo inferior está provista de una válvula de pie. Estos tubos se instalan en

el terreno hincándolos con el auxilio de un chiflón de agua que circula por el propio tubo y sale por el extremo inferior alrededor de la válvula de plé, como muestra el esquema 4; dichos "tubos-punta", se colocan en líneas alrededor de la excavación, con separaciones entre una y otra "punta", que varían de 0.5 y 2 m; excepcionalmente esa separación llega a ser de 3 m. El extremo superior de cada uno de los tubos se conecta a una tubería con diámetro de 8" a 10", la cual a su vez conecta al extremo de succión de una bomba centrífuga de impulsor abierto, provista de una trampa de aire; una bomba de vacío conectada también en la tubería de succión, complementa el sistema. Al crear el vacío en la tubería de succión, la válvula de plé de las puntas, cierra el extremo inferior de éstas y el agua del suelo pasa solamente a través del cedazo, con lo cual se evita el arrastre de partículas de arena y limo.

Cada una de estas puntas es capaz de succionar un gasto de 0.5 a 1.0 lt/seg dependiendo de su diámetro; así pues, la separación de las puntas dependerá del gasto que haya que bombear por metro lineal de perímetro del sistema, el cual está relacionado con la permeabilidad del suelo, de manera que si se conoce ésta, se puede estimar el gasto por unidad de longitud, así como el diámetro de las puntas y su separación. Para fines de orientación a este respecto, puede decirse que, en arenas de tamaño medio a fino, cuya permeabilidad es del orden de  $10^{-2}$  cm/seg, pueden requerirse puntas de 2" con una separación de 0.50 m, mientras que, en arenas finas limosas con permeabilidad del orden de  $10^{-3}$  cm/seg, bastarán puntas de  $1 \frac{1}{2}$ " con separación de unos 2 m.

El sistema de pozos-punta solo permite abatir el nivel freático hasta - unos 6 m de profundidad, por lo que, si se requiere mayor profundidad de abatimiento, es necesario instalar varios circuitos de puntas esca - lonados como indica el croquis de la fig. 5.

Pozos-profundos. - Como una alternativa a la instalación de puntas esca - lonadas, se recurre al uso de pozos profundos que se instalan en un solo circuito perimetral a la excavación, según se ve en el croquis 6. Las bombas de pozo profundo se fabrican en una amplia gama de capa - cidades que va desde unos 5 a 10 lt/seg, hasta gastos mayores de - - 100 lt/seg, lo cual permitiría diseñar una instalación que lograra con - trolar cualquier gastos de filtración y a cualquier profundidad que pu - diera requerirse en la práctica, aun tratándose de excavaciones de - gran profundidad en depósitos de grava y arena gruesa y limpia, cuya permeabilidad sea mayor de  $10^{-1}$  cm/seg; bastaría para ello conocer la permeabilidad media y la estratigrafía del depósito para determi - nar, mediante el trazo de una red de flujo, el gasto por metro lineal que se obtendrá a lo largo de la línea de bombeo. Puesto que es indis - pensable que los conos de abatimiento de cada uno de los pozos a lo largo de la línea de bombeo se traslapen completamente, es necesario que la separación entre pozos no sea mayor que la mitad de la profun - didad de abatimiento requerida y que el espejo del agua abatida en - cada pozo de bombeo se encuentre de 2 a 3 m abajo de la profundidad de abatimiento deseada en la excavación. Sobre estas bases se puede

elegir la capacidad y número de las bombas que se requiera. Sin embargo, cuando se trata de permeabilidades de  $10^{-1}$  o mayores, los gastos que se bombean llegan a ser tan grandes que requieren de fuertes inversiones en equipo y costo de operación; en tales circunstancias puede justificarse mejor, desde un punto de vista económico, evitar las filtraciones mediante métodos de impermeabilización que se discutirán más adelante.

Bombeo y vacío combinados. - Cuando se tienen depósitos de limos o limos arenosos cuya permeabilidad varía entre  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg, los sistemas de bombeo de gravedad por sí solos pueden requerir de un tiempo prolongado de bombeo o bien ser totalmente ineficientes para los limos menos permeables; en tales condiciones se recurre al auxilio de un sistema de vacío que, combinado con el equipo de bombeo produce un vacío que actúa en las paredes del pozo, a través del filtro, según se muestra en el esquema 7; este sistema aumenta el gradiente de las filtraciones hacia el pozo y desarrolla un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que, a su vez, se traduce en un aumento de la presión intergranular y, por lo tanto, de la resistencia al corte del suelo. De esta manera, no solamente se logra la eliminación de las fuerzas de filtración, sino que además, el estado de tensión creado en el agua mejora notablemente las condiciones de estabilidad de los taludes de una excavación, lo que permite aumentar el ángulo del talud y reducir el volumen de tierra excavada.

En el caso de suelos estratificados que contienen capas alternadas de muy diferente permeabilidad, arenas, limos y arcillas, se requiere del empleo de pozos con filtro en toda la profundidad, independiente - mente del sistema de bombeo que se utilice, tal como lo muestra el esquema 8.

Bombeo combinado y electrósmosis. (2) Cuando se trata de suelos de - baja permeabilidad como las arenas, limos arcillosos y las arcillas de mediana o alta plasticidad, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de  $10^{-6}$  cm/seg o menor, la aplicación del sistema de vacío es insuficiente para lograr el abatimiento rápido del nivel freático; en - estos casos el bombeo puede auxiliarse con la aplicación de un gra - diente de potencial eléctrico que acelera el flujo del agua a través de los poros del suelo y desarrolla, de manera semejante al sistema de vacío, un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que incre - menta temporalmente la resistencia al corte, efecto que unido a la eli - minación de las fuerzas de filtración, estabiliza los taludes.

Ya se ha dicho que en este tipo de suelos, dada su baja permeabilidad, se producen gastos de filtración muy pequeños que son fáciles de mane - jar desde el interior de la excavación; además, por ser suelos cohesi - vos no son fácilmente erosionables y puede excavarse en ellos hasta - profundidades razonables sin necesidad de abatimiento previo del nivel freático. Sin embargo, cuando la profundidad de la excavación va más - - allá de los límites de la estabilidad de los taludes, el empleo de la - -

electrósmostis y el bombeo combinados es conveniente para mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes y alcanzar con toda seguridad la profundidad de excavación final.

En el caso de excavaciones en arcillas blandas y expansivas, como las del Valle de México, se producen expansiones del fondo de la excavación, como consecuencia de la descarga que sufren los suelos que quedan bajo el nivel del fondo, al retirar la tierra que se encuentra arriba de ese nivel. En excavaciones realizadas en estos suelos, a profundidades de 6 a 8 m, se han registrado expansiones mayores de 60 cm, las cuales se recuperan en forma de asentamientos al volver a cargar las arcillas con el peso de la estructura. En esta forma, una cimentación totalmente compensada que, teóricamente no debería sufrir asentamientos se hunde una cantidad igual a la expansión provocada durante el proceso de excavación. En estos casos el abatimiento local del nivel freático, previo a la excavación, produce una sobrecarga local de igual magnitud que la descarga que provocará posteriormente la excavación. Es bien conocido que el abatimiento local del nivel freático produce hundimientos por consolidación de la arcilla, cuya magnitud es función del tiempo que actúa la sobrecarga producida por el abatimiento. Si el abatimiento se logra en un tiempo corto, alrededor de una semana, los hundimientos locales no exceden de unos 10 cm. Este abatimiento rápido se consigue con el auxilio de la electrósmosis. Al ejecutar la excavación después de haber abatido el nivel freático, puede atacarse grandes áreas produ-

ciéndose expansiones de magnitud muy semejante a los asentamientos provocados previamente durante la etapa de abatimiento del nivel freático. Los esquemas 8 y 9, ilustran la instalación de este sistema en el que se emplean pozos de bombeo cuyo ademe metálico está diseñado para servir también como electrodo negativo hacia el cual fluye el agua del suelo impulsada por el potencial eléctrico creado en el terreno mediante la instalación de varillas de acero colocadas entre los pozos, las cuales sirven de electrodos positivos. Los pozos-cátodo y las varillas-ánodo, se conectan a los bornes correspondientes de un generador de corriente continua, creándose así el gradiente de potencial eléctrico, cuyo valor se mantiene entre 0.1 y 0.3 volts/cm de separación entre electrodos. El agua es extraída del interior del ademe mediante una pequeña bomba de pozo profundo del tipo eyector ( trompa de vacío ) operada por un chiflón de agua producido por una bomba centrífuga de alta presión; el agua inyectada en el eyector, junto con la extraída del suelo, fluyen por una tubería de retorno que regresa hasta el cárcamo de la bomba centrífuga que se encuentra en la superficie, desde donde es recirculada y reinyectada para la operación continua de las bombitas de pozo profundo.

En arcillas de alta compresibilidad la distribución de los electrodos en el área de la excavación y el gradiente de potencial aplicado se diseñan de manera tal que se reduzcan al mínimo los asentamientos de la corona de los taludes y de la zona vecina a la excavación, con el fin

de evitar daños a estructuras vecinas y prevenir el agrietamiento de los taludes que empeora su estabilidad.

La Fig. 10 muestra los rangos de granulometría de suelos dentro de los cuales son aplicables los distintos métodos de abatimiento antes mencionados. En ello puede observarse que para aquellos depósitos de grava y arena cuyas partículas son de tamaños mayores que los correspondientes a las arenas gruesas, los métodos de drenaje por gravedad no son recomendables, pues aunque es posible lograr buenos resultados, los grandes gastos de bombeo y el alto costo de las instalaciones de los pozos hacen el procedimiento antieconómico. En estos casos es preferible recurrir a los métodos de impermeabilización.

### IMPERMEABILIZACION

Para construir barreras o pantallas impermeables capaces de interceptar las filtraciones hacia el interior de la excavación, se dispone de los siguientes procedimientos :

Pilotes secantes de concreto

Tableros de concreto

Trincheras flexibles

Pantallas de inyección.

#### Pilotes Secantes de Concreto. -

Las pantallas de pilotes secantes se forman mediante pilotes de concreto colados insitu, dentro de una perforación estabilizada con lodo bentonif-

tico; el concreto se coloca dentro de la perforación con el auxilio de una trompa de colado o tubo Tremie que deposita el concreto de alto reventamiento, mayor de 15 cm en el fondo de la perforación, de manera que el concreto vaya desplazando a la bentonita hasta sustituirla completamente. El trabajo se hace en dos etapas, Fig. 11 : En la primera se cuelan pilotes alternados a lo largo de la hilera que formará posteriormente la pantalla, y en la siguiente se cuelan los pilotes intermedios. Los pilotes tienen un diámetro de 50 a 60 cm y la longitud suficiente para que su extremo inferior empotre en un estrato impermeable. Si no existe un estrato de estas características dentro de una profundidad razonable, se puede formar artificialmente mediante la inyección de lechadas de bentonita y cemento, o de productos químicos, a fin de impedir la entrada de las filtraciones por el fondo de la excavación.

### Tableros de Concreto . ( 3 )

La ejecución de perforaciones en depósitos fluviales con alto contenido de cantos rodados, presenta serias dificultades por la necesidad de triturar dichos cantos rodados para que sean extraídos por el lodo bentonítico en circulación en el pozo; esta operación hace muy lento el proceso constructivo de la pantalla de pilotes. En estos materiales resulta ventajoso hacer la excavación en tableros de planta rectangular de 3 a 6 m de longitud y 50 a 80 cm de ancho, Fig. 12, utilizando para ello un cucharón de almeja especialmente diseñado para este objeto. A medida que la excavación se va profundizando, se mantiene llena de lodo bento-

ntico que ejerce una presión contra las paredes y las estabiliza, evitando el derrumbe de los materiales del depósito hacia el interior de la excavación. Una vez alcanzada la profundidad deseada, la zanja se rellena con concreto de alto revenimiento ( mayor de 20 cm. ) depositándolo con trompa de colado hasta desplazar toda la bentonita y formar un tablero de concreto. De manera semejante al caso de la pantalla de pilotes, los tableros se cuelan alternadamente en dos etapas. La máxima profundidad alcanzada hasta ahora con este procedimiento es de unos 90 m, en la pantalla impermeable de la Presa de La Villita. En la construcción de cimentaciones, estos muros de concreto se construyen frecuentemente con refuerzos de acero, de tal manera que, además de funcionar como pantallas impermeables sirven como estructuras de contención durante la excavación y se integran después a la propia estructura de la cimentación.

Trincheras Flexibles. - Cuando el objeto de la pantalla es exclusivamente el de detener las filtraciones, las zanjas estabilizadas con lodo bentonítico pueden rellenarse con una mezcla de grava y arena bien graduadas a las que se agrega un 20 a 25% en peso, de arcilla de mediana o alta plasticidad, a esta mezcla se adiciona agua hasta darle un revenimiento mayor de 20 cm y se coloca en la zanja de igual manera que el concreto del caso anterior. Obviamente esta solución representa alguna economía en relación con los tableros de concreto del caso anterior. La excavación de la zanja puede hacerse con el mismo cucharón de almeja que se emplea en el caso anterior o bien puede utilizarse una draga con bote

de arrastre, una retroexcavadora o una zanjadora, dependiendo de la profundidad de la pantalla y del equipo disponible. Como ilustra la Fig. 13, el relleno de la zanja puede también hacerse desde el extremo opuesto a aquél en que avanza la excavación, utilizando para ello un Bulldozer que va empujando la mezcla haciéndola deslizarse dentro de la excavación, con lo cual se va desalojando el lodo bentonítico que estabiliza las paredes de la zanja. Se han construido pantallas flexibles de este tipo, hasta profundidades de 30 m para interceptar depósitos fluviales de arena, grava y cantos rodados, utilizando draga de arrastre y Bulldozer.

Pantallas de Inyección. - Fig. 14 ( 4 ) .- Se han utilizado con éxito pantallas impermeables formadas mediante la inyección de lechadas de bentonita, de bentonita con cemento, o bien de productos químicos como el silicato de sodio con alcohol isopropílico, o con cloruro de calcio, resinas de ligno, sulfonato de cromo u otra resina comercial cuyo nombre es AM-9. Las lechadas a base de bentonita penetran en depósitos que tienen poros grandes como las arenas gruesas y las gravas cuya permeabilidad es mayor de  $10^{-1}$  cm/seg. En las arenas medianas de menor permeabilidad las partículas de bentonita y cemento no son capaces de penetrar a través de los poros y se hace necesario entonces recurrir al empleo de productos químicos.

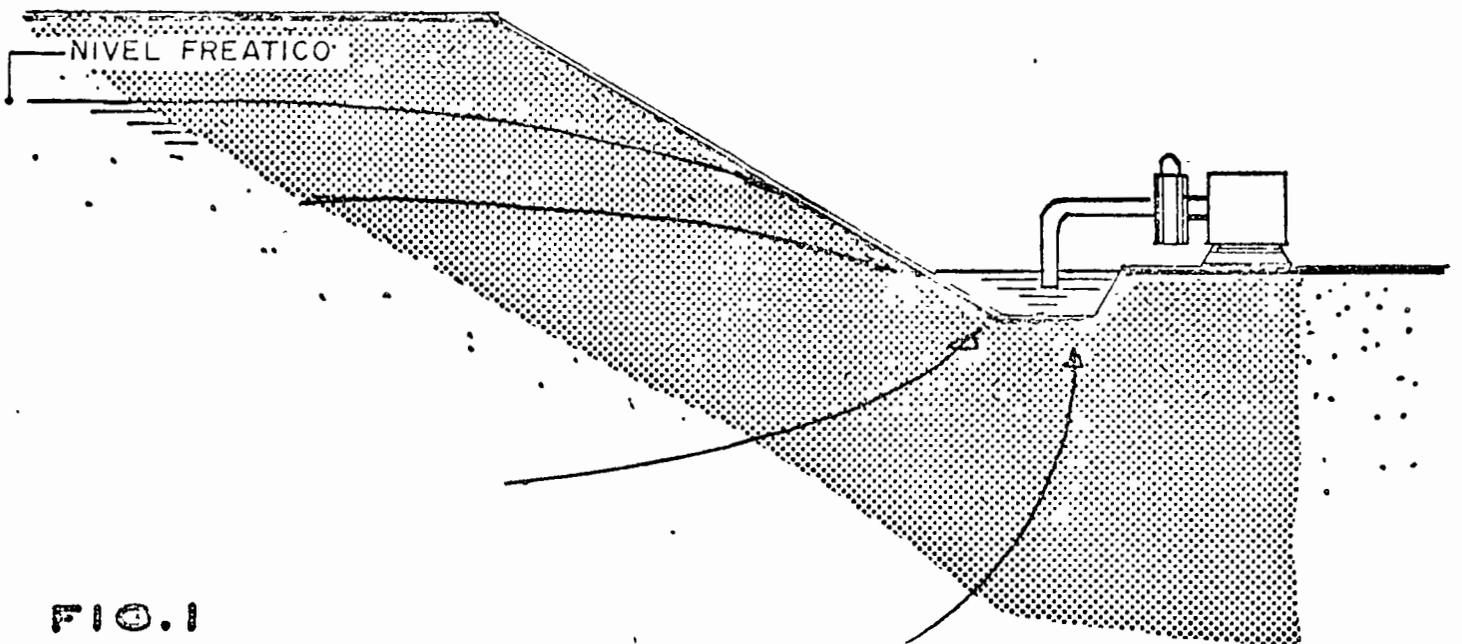
Las lechadas o los productos químicos se inyectan en el terreno a través de una o varias hileras paralelas de perforaciones separadas entre sí - distancias de 1.50 a 2.00 m, de manera que la zona de influencia de ca-

da uno de los pozos de inyección se traslape con la de los pozos vecinos y forme así una pantalla impermeable. Como es frecuente encontrar depósitos formados por capas o lentes de distinta permeabilidad, es común que las pantallas de inyección se formen utilizando lechadas de bentonita para los estratos o lentes de mayor permeabilidad y productos químicos para los menos permeables. Cuando no existe una capa impermeable en la cual se apoye el extremo de la pantalla se recurre a formar dicha capa artificialmente mediante la inyección, a la profundidad requerida, a través de una redícula de agujeros distribuidos dentro del área por excavar. La profundidad de esta capa impermeable horizontal debe ser tal que la fuerza de subpresión sea equilibrada por el peso del material que quede entre el fondo de la excavación y la capa impermeable, para evitar que ésta sea levantada por la subpresión.

La elección de cualquiera de éstos métodos para interceptar las filtraciones es una cuestión económica y de disponibilidad de equipo.

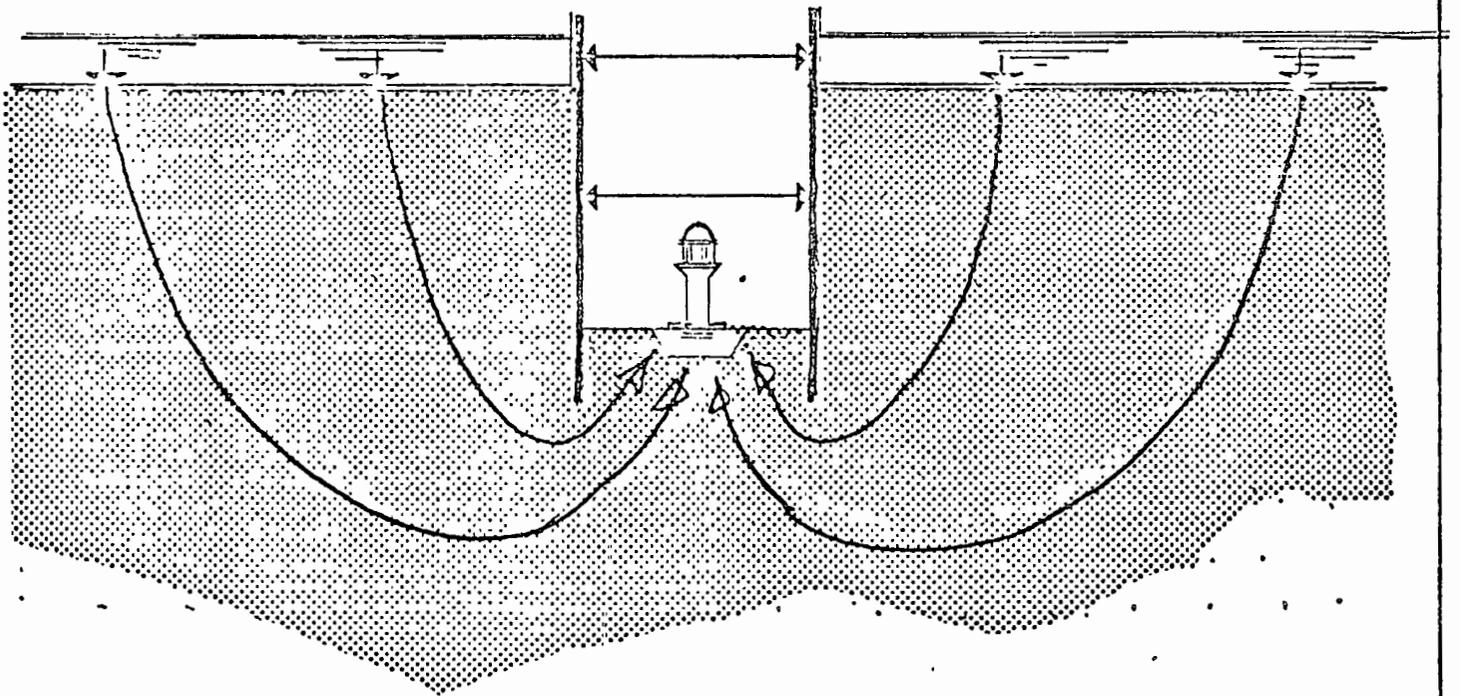
REFERENCIAS.

- 1) Leonards - "Foundat ion Engineering".  
Capítulo sobre el abatimiento del Nivel Freático ( Dewatering ).  
( J. Wiley ).
- 2) La Electrósmosts y Fenómenos Conexos - Leo Casagrande .-  
Revista de Ingenierfa .- Abril 1962.
- 3) G. Schneebeil - "Le Parois Moulees dan Le Sol", ( Eyrolles ).
- 4) H. Cambebort.- "Inyections des Sols.- ( Eyrolles ).



**FIG. 1**

FILTRACIONES HACIA EL INTERIOR DE UNA  
EXCAVACION EN TALUD.



**FIG. 2**

FILTRACIONES EN UNA EXCAVACION EN  
TRINCHERA ADEMADA.

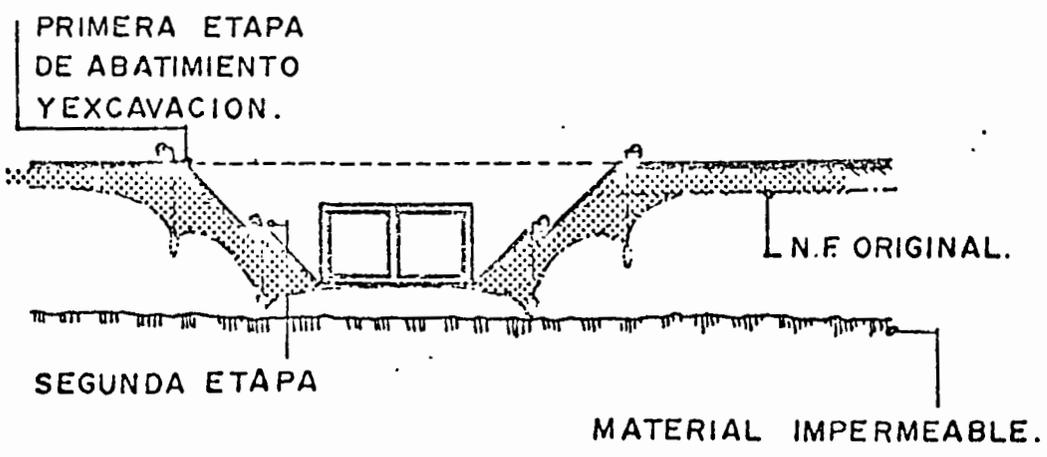
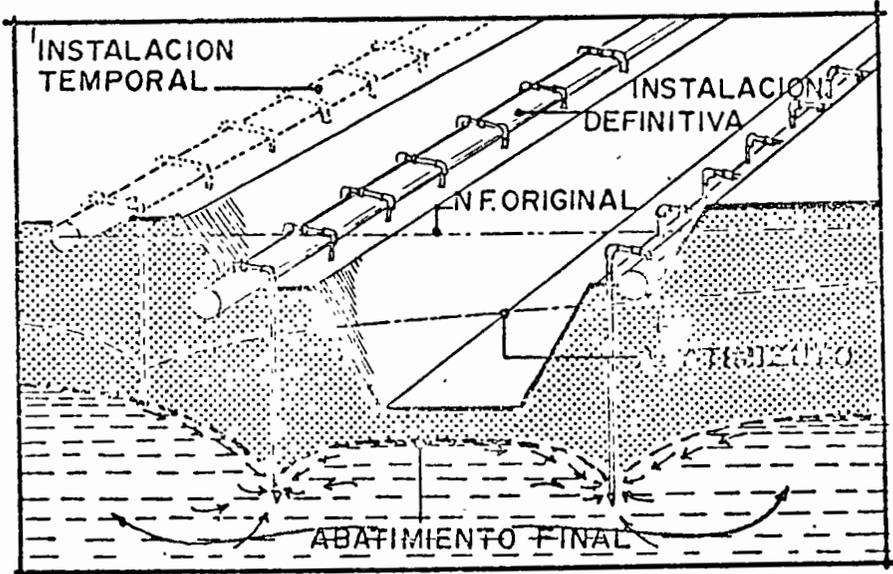
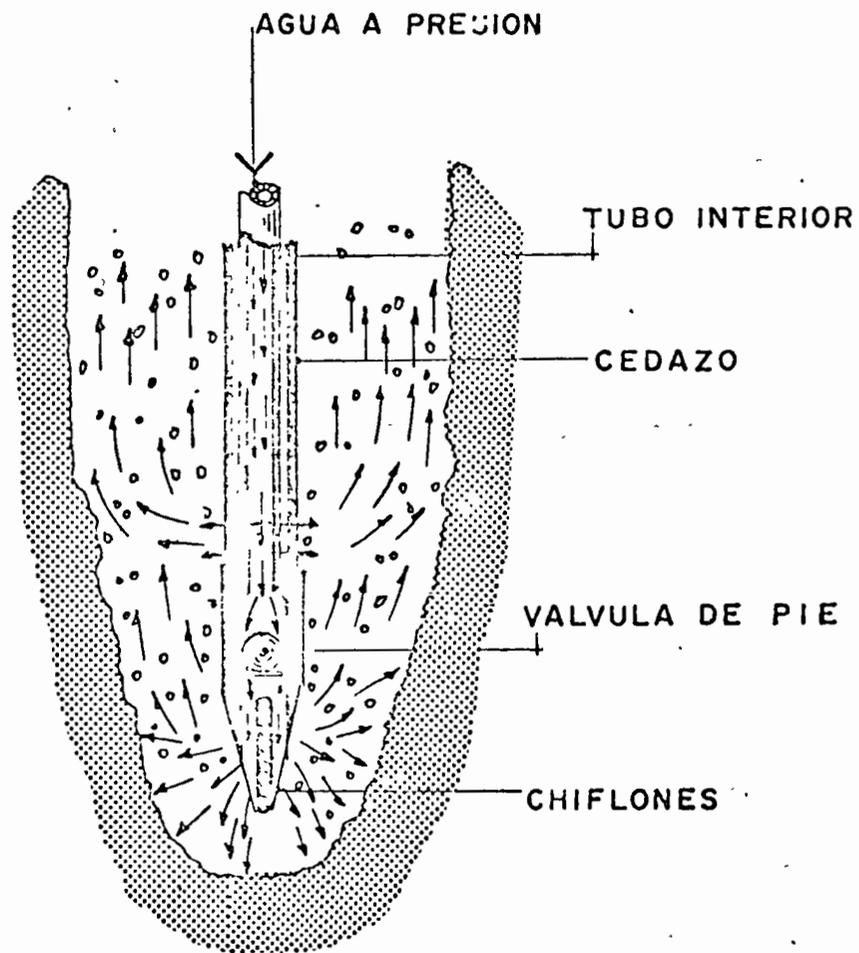


FIG. 8

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.  
MEDIANTE POZOS-PUNTA



**FIG. 4**

HINCADO DE LA PUNTA POR MEDIO DE  
CHIFLON DE AGUA.

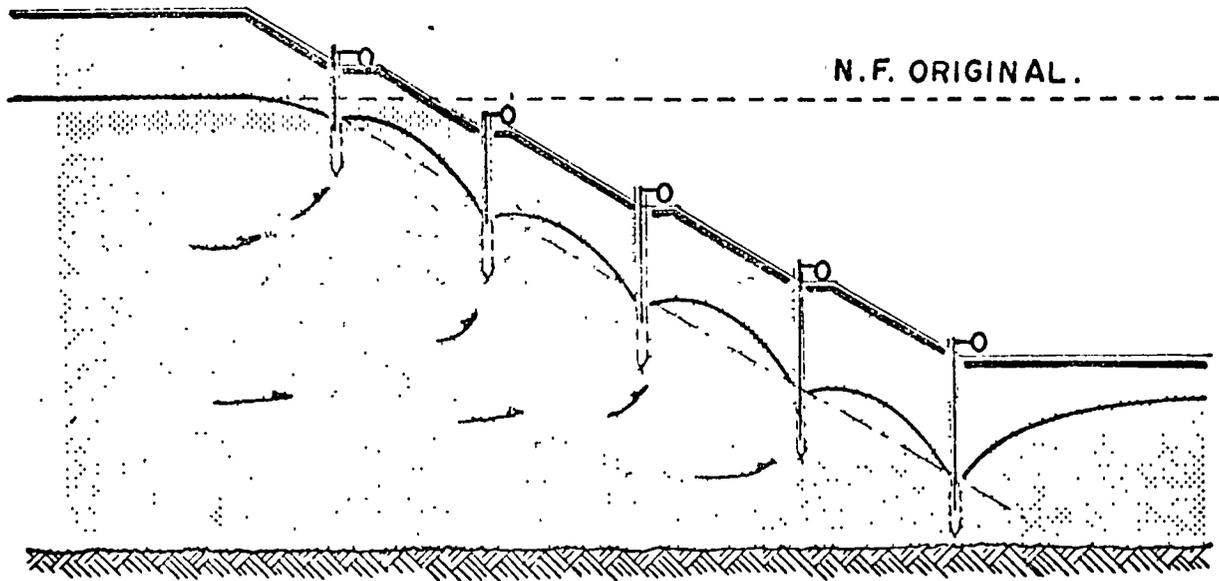


FIG. 5

ABATIMIENTO MEDIANTE VARIAS  
ETAPAS ESCALONADAS

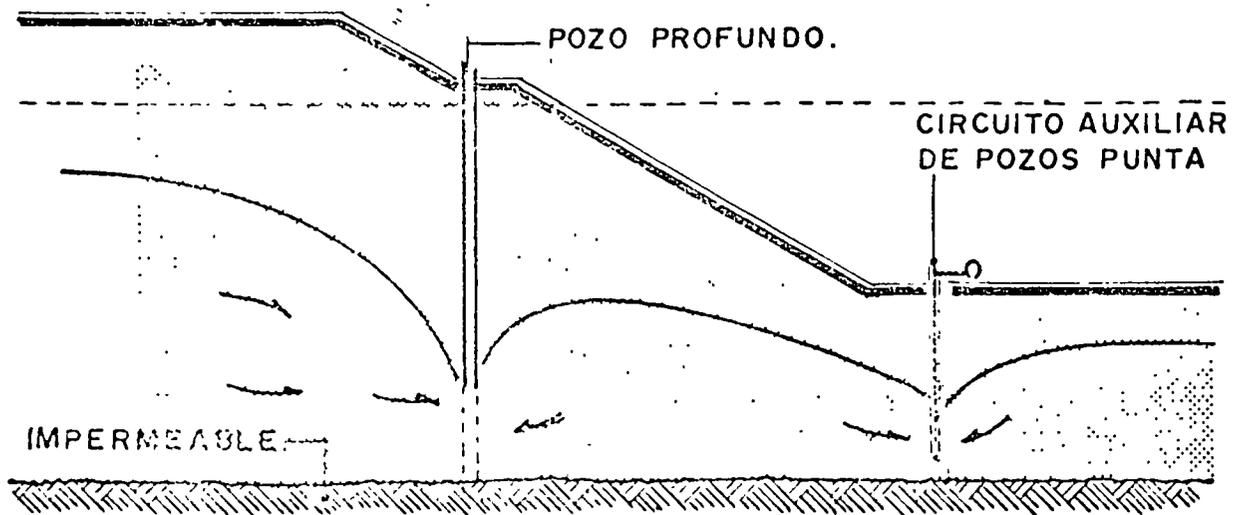


FIG. 6

ABATIMIENTO DE N.F. MEDIANTE  
POZOS PROFUNDOS

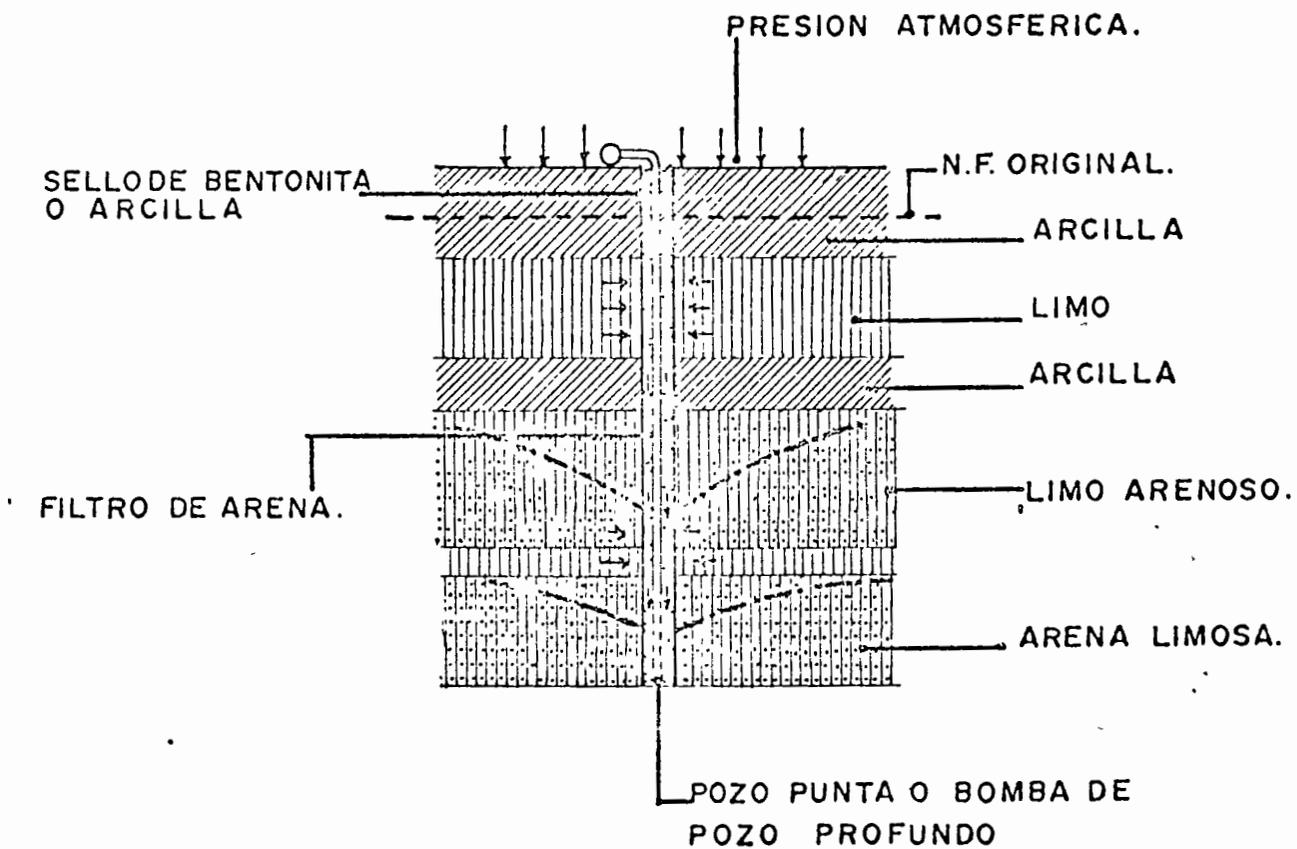
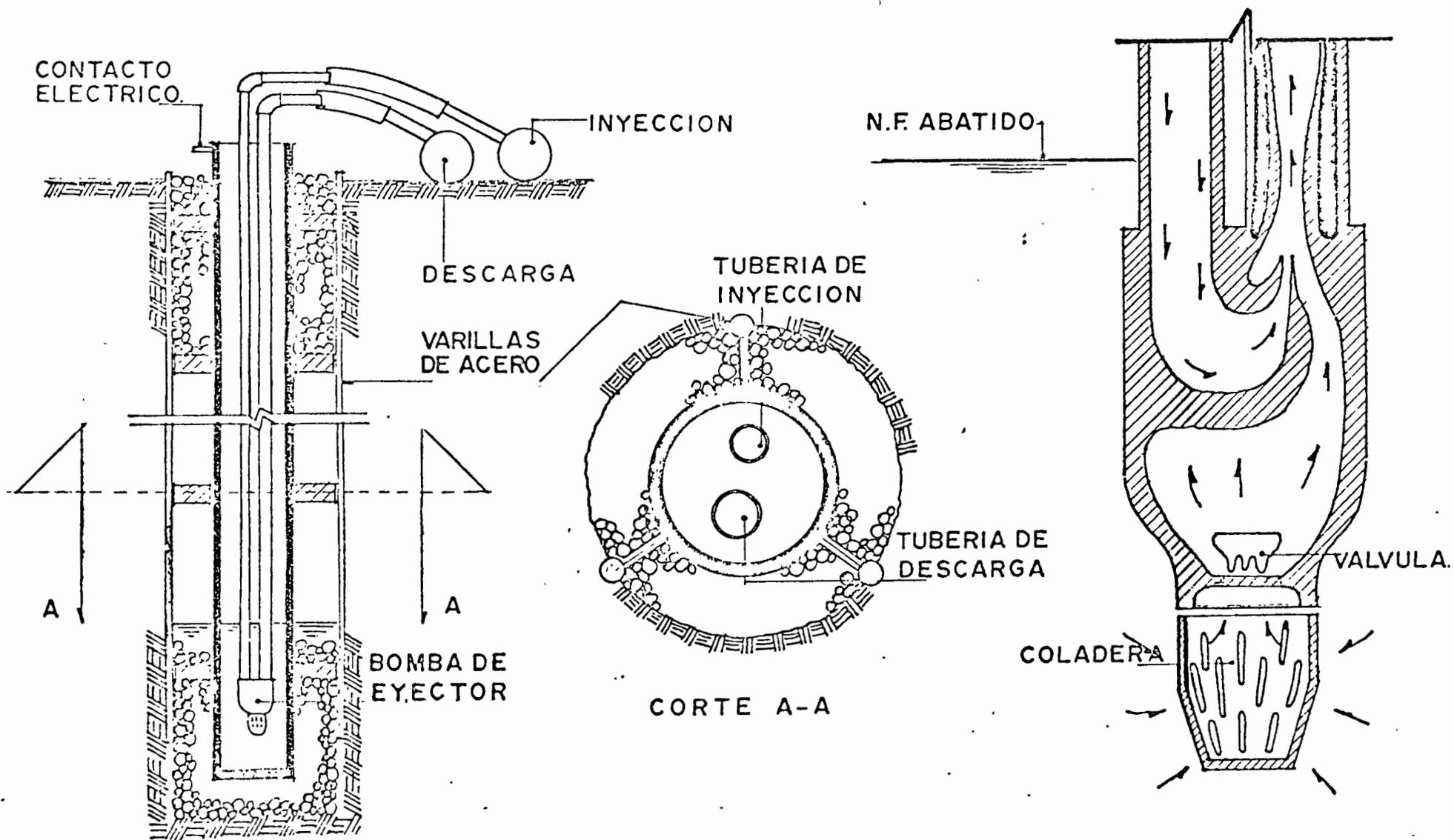


FIG.7

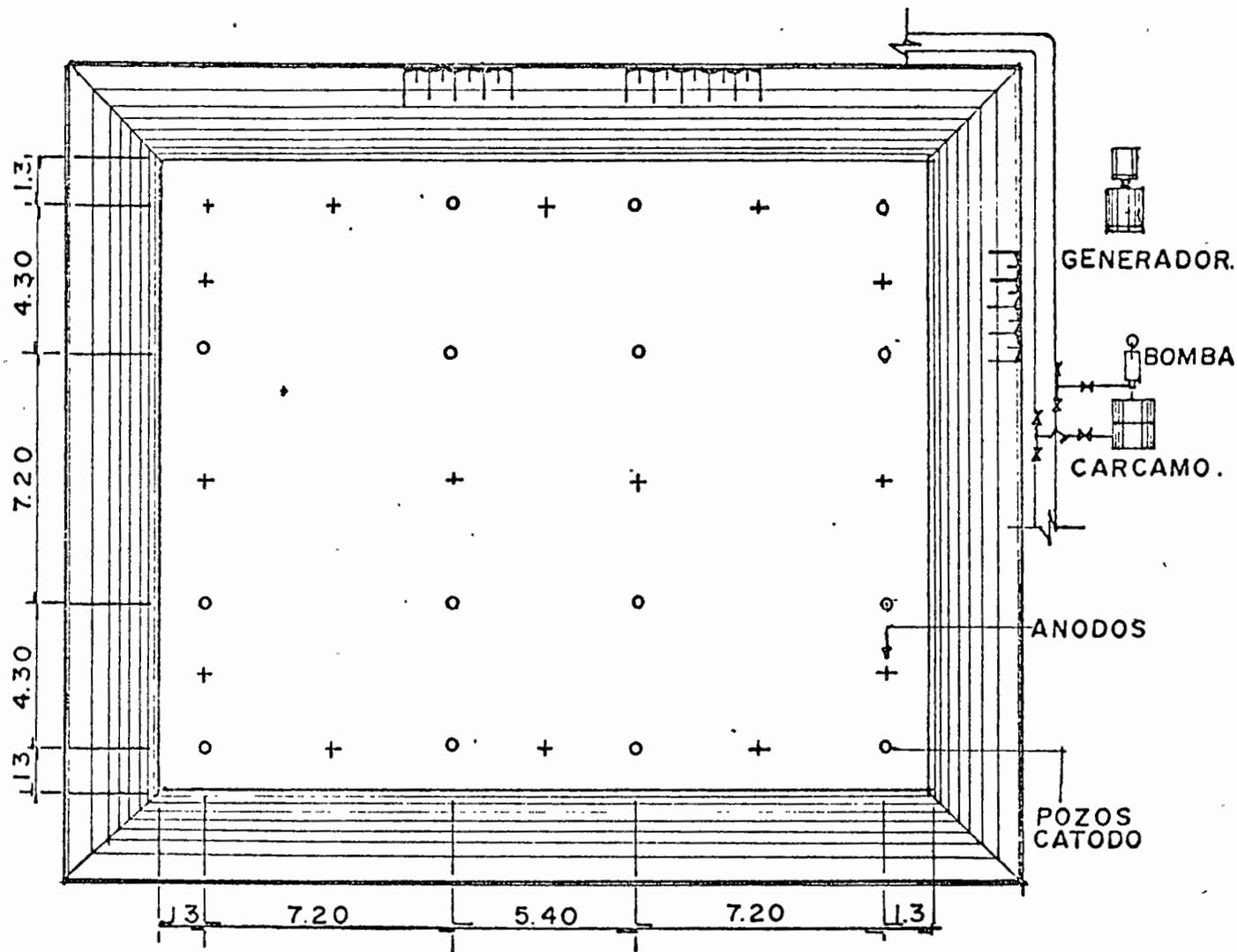
BOMBEO Y VACIO COMBINADOS.

FIG. 8

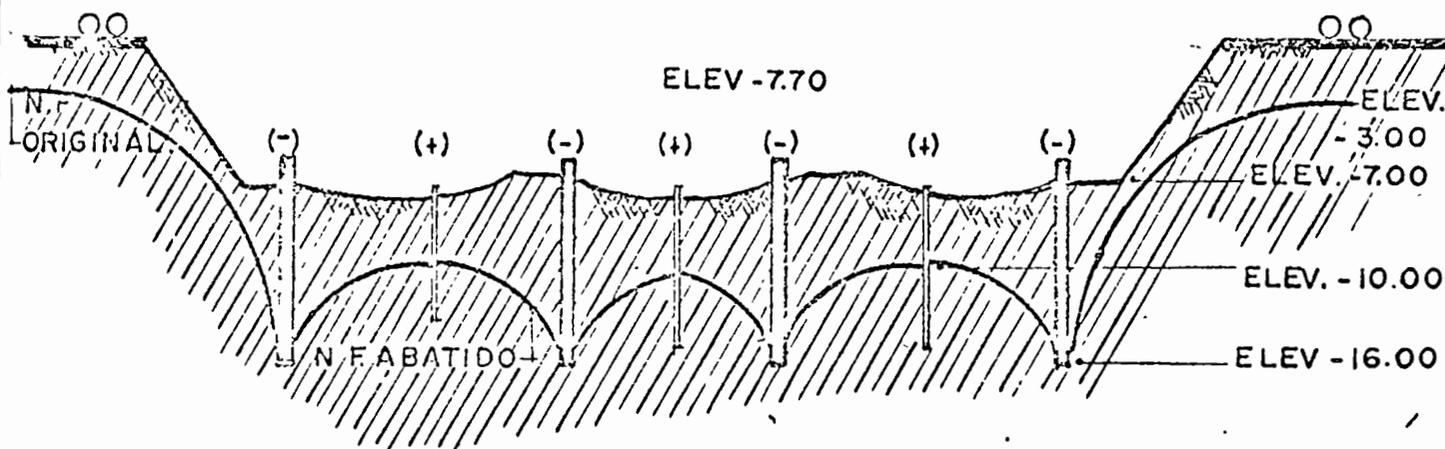


INSTALACION DE UN POZO CATODO.

DETALLE DE LA BOMBA DE EYECTOR.



.PLANTA



PERFIL

FIG. 0

INSTALACION PARA ABATIMIENTO ELECTROMOTICO EN ARCILLAS

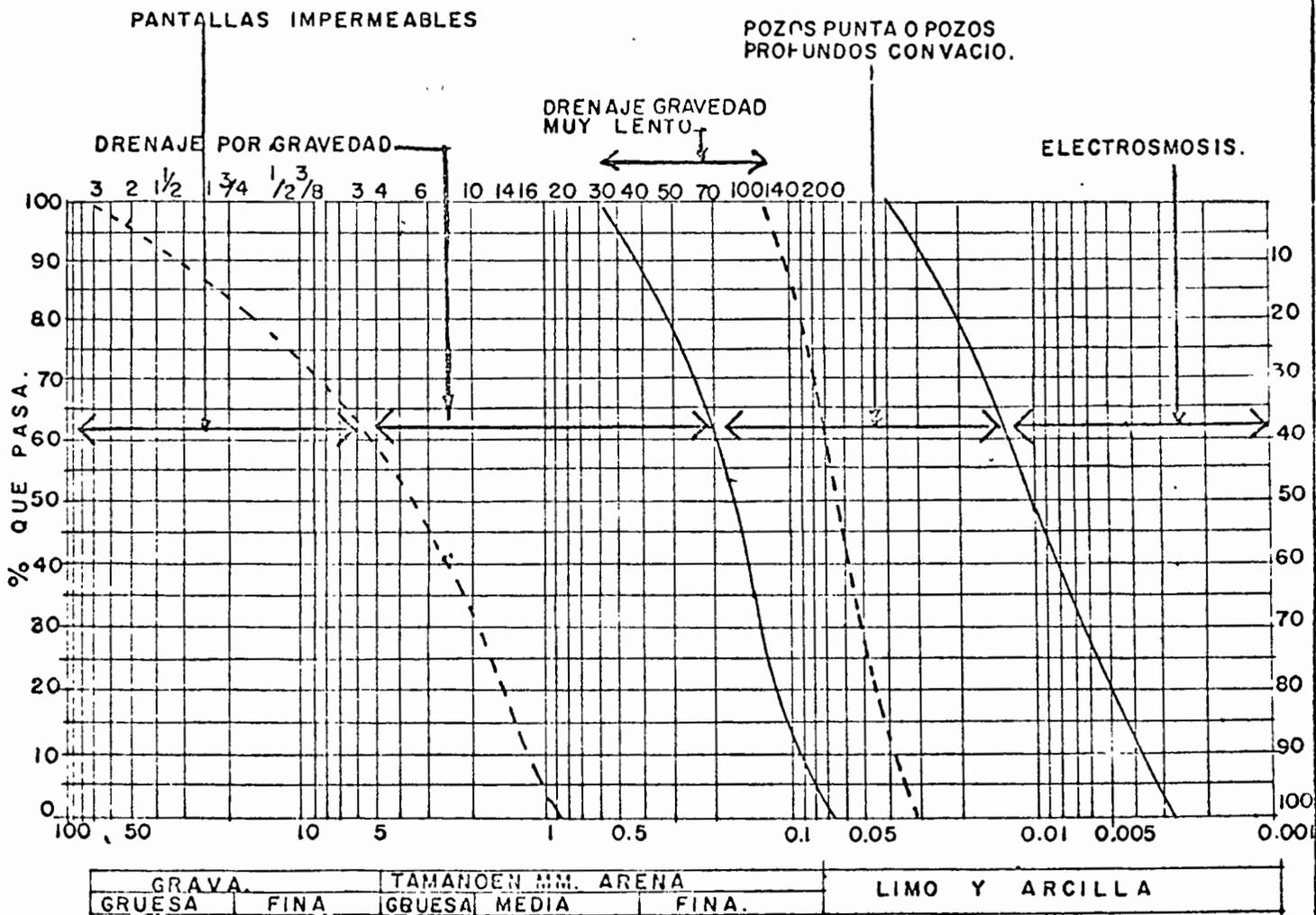


FIG. 10

RANGOS DE APLICACION DE DIFERENTES SISTEMAS DE DRENAJE PARA ABATIR EL NIVEL FREATICO.

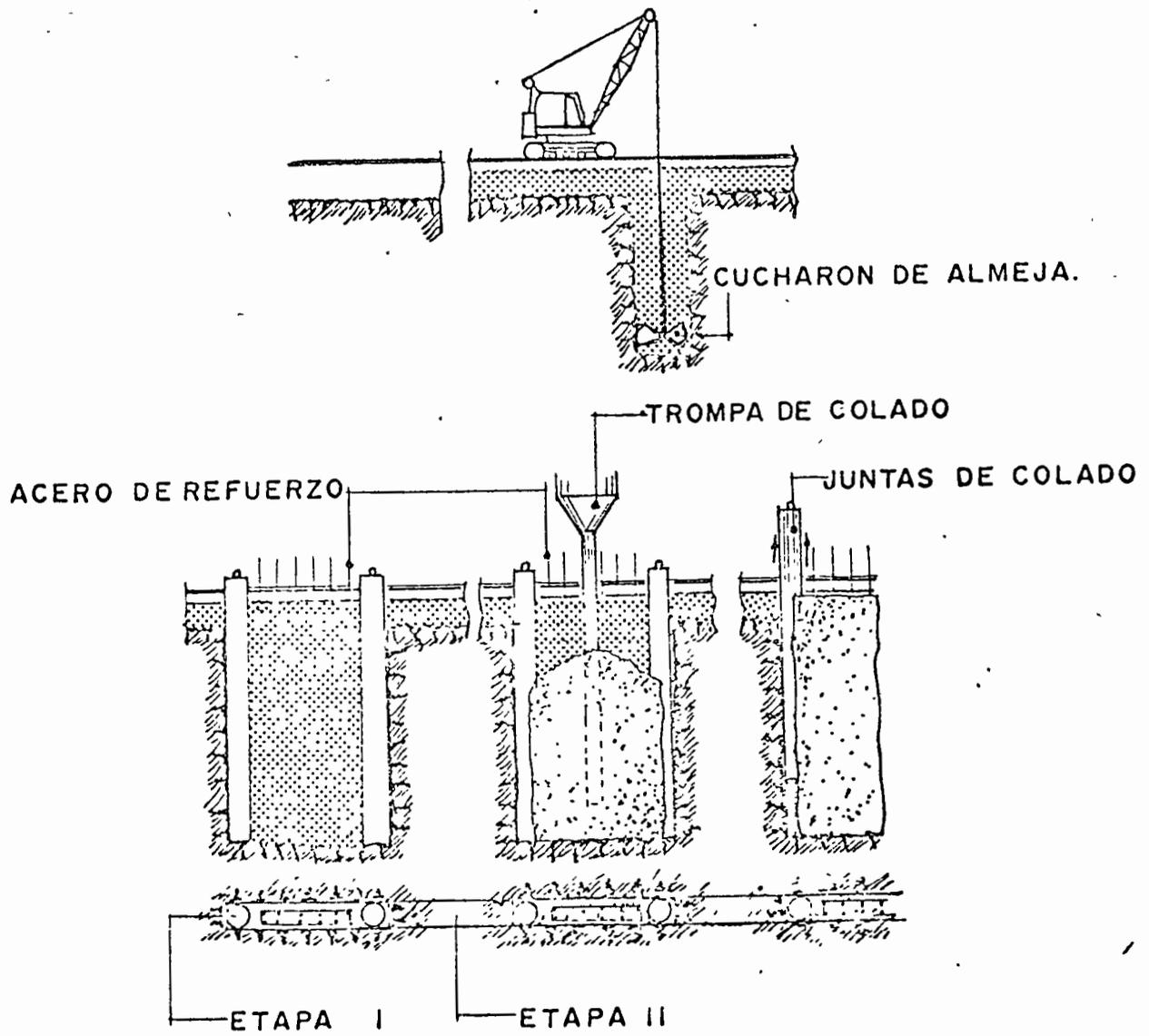


FIG. 12

TABLEROS DE CONCRETO.

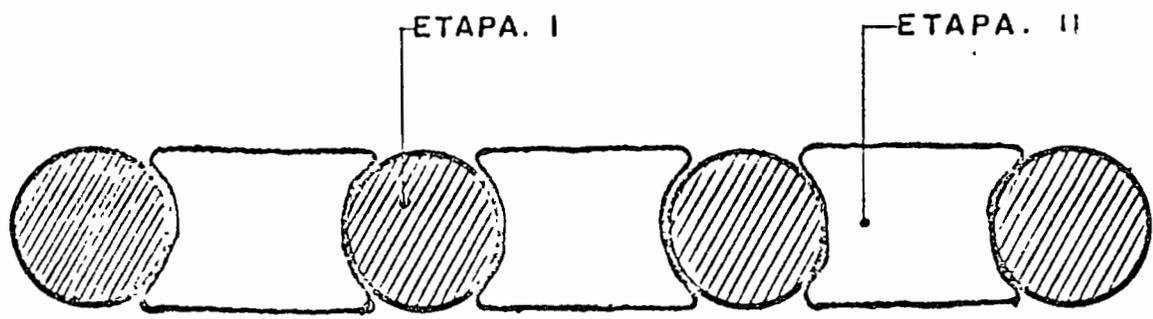


FIG. II  
PILOTES SECANTES

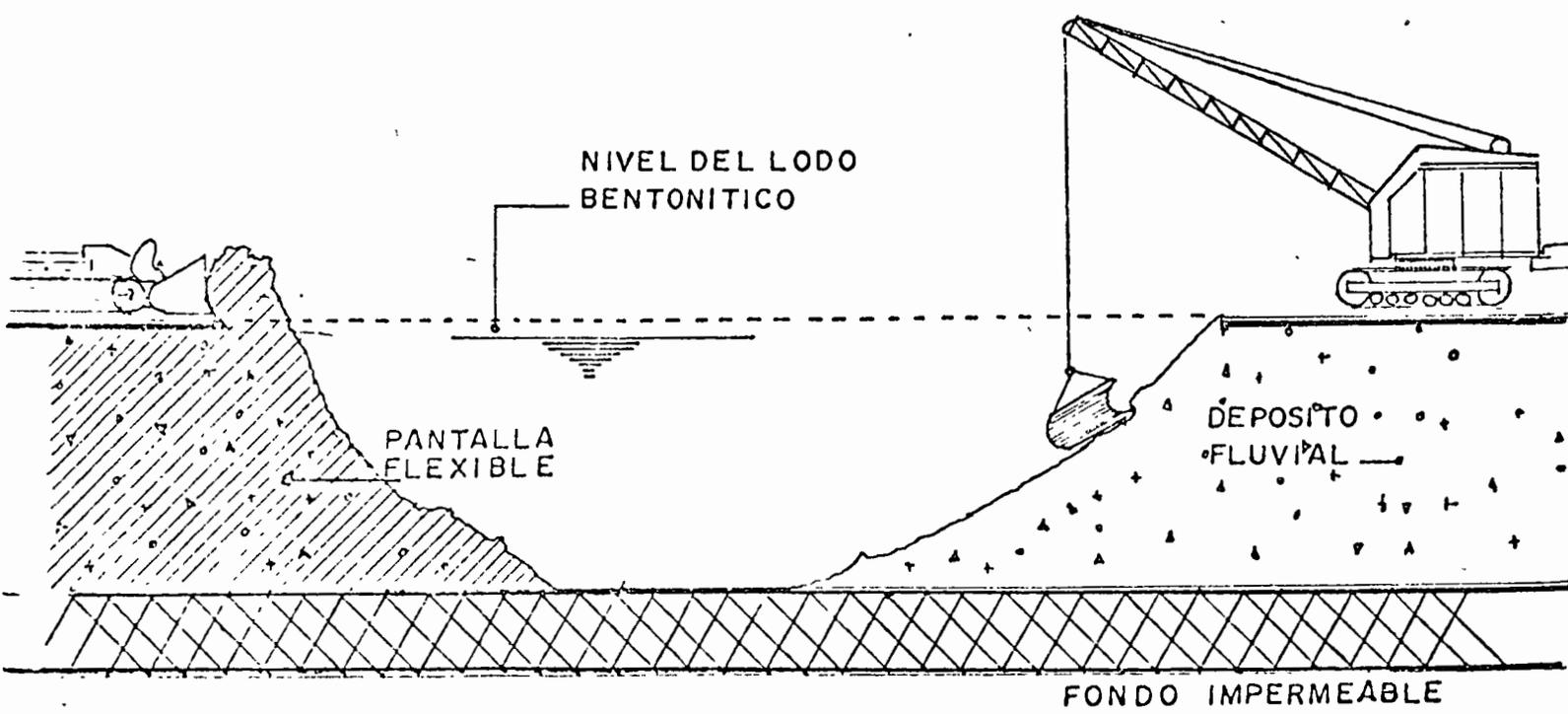
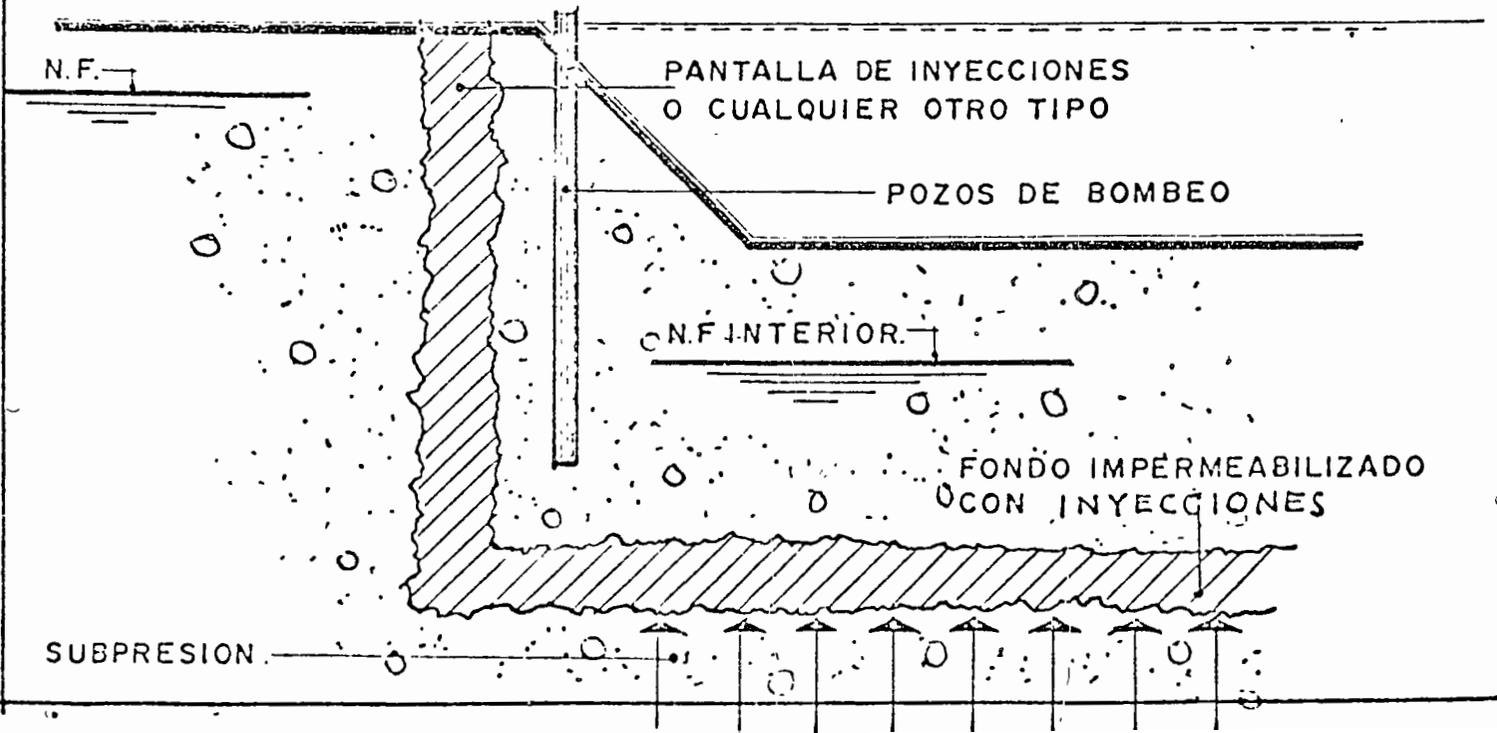
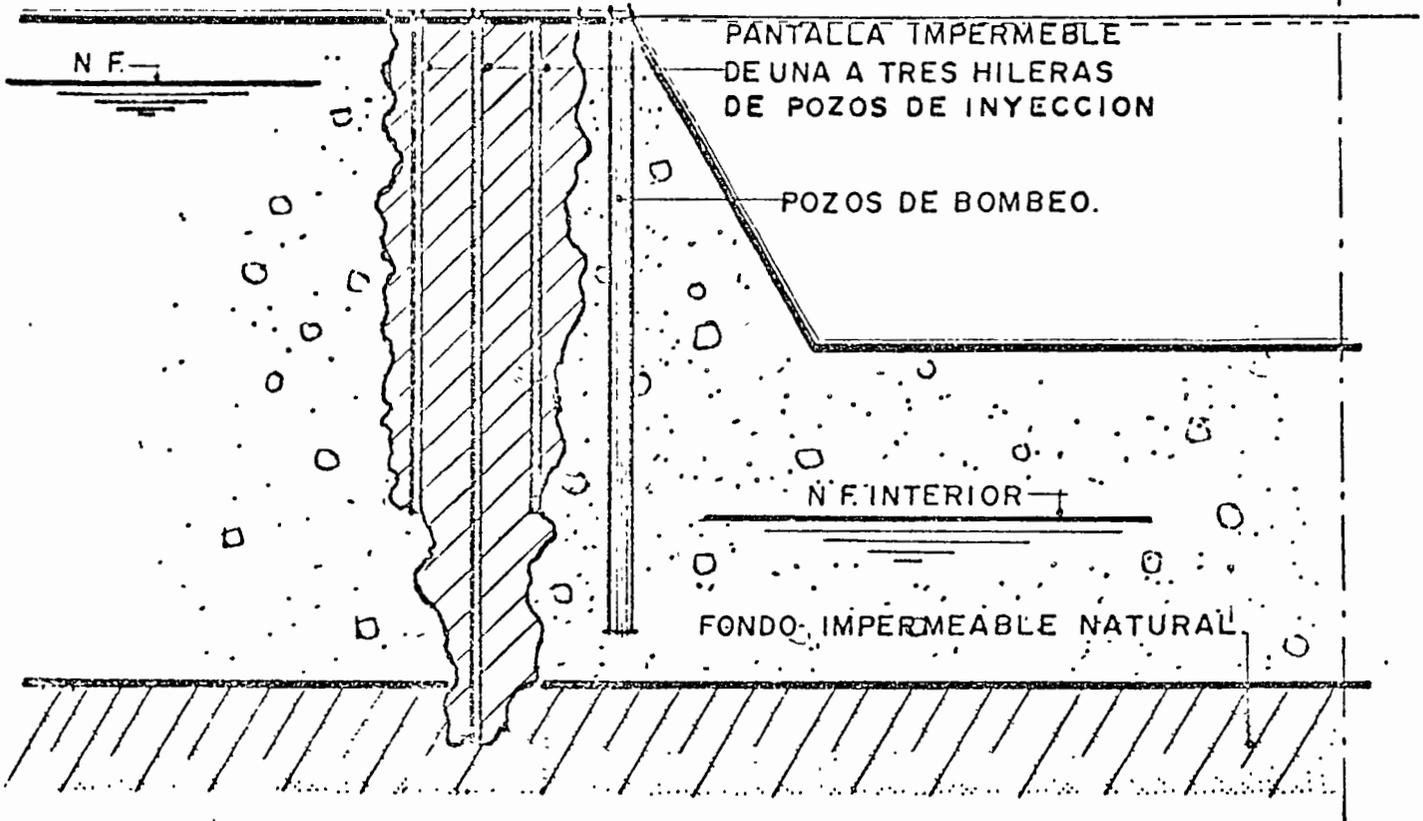


FIG. 13  
PANTALLA FLEXIBLE

PANTALLA DE INYECCION.



A C A B A D O S

Los acabados en la construcción es la apariencia final que se dá a las superficies visibles de pisos techos o muros.

Aunque todas las superficies de todo tipo de construcción tienen un acabado, vamos a enfocar nuestra atención en los acabados de construcciones urbanas, que es donde tenemos más variedad y donde es más importante una adecuada selección.

Podemos hacer una primera división de acabados en función del tipo de material con que se elaboren, los principales son:

- I) Acabados de superficies de concreto
- II) Acabados pétreos
- III) Acabados con mezclas de yeso ó cemento
- IV) Acabados con materiales plásticos
- V) Acabados con madera
- VI) ACAbados con metal
- VII) Acabados con materiales vidriados
- VIII) Acabados diversos.

## I. ACABADOS DE SUPERFICIES DE CONCRETO

Fundamentalmente podemos distinguir dos clases de superficies de concreto:

- a) Superficies con acabado común y
- b) Superficies con acabado aparente

### a) Superficies con acabado común:

Son las superficies de concreto que resultan después de colado el concreto sin ninguna precaución especial para su apariencia. Estas superficies quedan, por lo general, ocultas a la vista de la gente.

Sin embargo, aunque no se busque una superficie aparente, esta debe tener un terminado aceptable, ya que una superficie bien terminada es índice de un concreto sano y bien trabajado, además que permite la colocación correcta de los recubrimientos.

Más adelante trataremos las medidas necesarias para lograr una buena superficie.

### b) Superficies con acabado aparente.

Son las superficies de concreto que se construyen con la idea de que formen parte del terminado de la construcción siendo parte integrante del diseño arquitectónico.

En este caso, el terminado de la superficie requiere una atención especial para que su apariencia sea uniforme en color y textura, tanto en el momento de colocar el concreto como en el tiempo de curado, tratando de evitar que el intemperismo afecte su apariencia.

Dentro de las clasificaciones anteriores cabe una segunda división:

- a) Superficies con cimbra
- b) Superficies sin cimbra

### a) Superficies con cimbra:

En las superficies con cimbra el acabado lo da la cimbra de contacto, por lo que el tipo de cimbra y el estado en que se encuentre determina el acabado.

#### I. Clases de cimbra:

En la actualidad los materiales más utilizados para cimbra son:

- 1) Madera
- 2.) Metal

- 3) Fibra de vidrio
- 4) Otros

#### 1) Madera:

La madera es el material más utilizado para cimbras porque para la construcción de obras en que los usos que se le da a la madera no son demasiados resulta el material más económico.

Las cimbras de madera se pueden clasificar según el tipo de madera que se emplee, como pueden ser:

##### a) Duela común:

La cimbra con duela común se forma montando sobre un bastidor de madera también, duelas pegadas a hueso unas con otras hasta completar la superficie de contacto.

Este tipo de cimbra es el más utilizado y nos proporciona un acabado común, que puede ser recubierto con algún otro material. Es la cimbra más económica y que mejor se adapta para la construcción de estructura de concreto.

Es muy importante controlar la calidad de la mano de obra y el estado de la duela porque si la mano de obra es deficiente y/o la madera tiene ya demasiados usos o defectos que la debiliten, las superficies que se obtengan no conservarán la posición que se pretendió darles.

##### b) Duela machiemburada:

Es similar a la anterior pero con la duela unida por el sistema de machiemburar una duela con la siguiente, en lugar de la junta a hueso de la anterior.

Este sistema tiene la ventaja de ser más resistente y de proporcionar una superficie terminada más uniforme y cuando la duela está en buen estado y uniforme, puede considerarse como aparente.

Sin embargo este sistema no es muy utilizado actualmente por su alto costo y por la escasez de mano de obra especializada.

##### c) Triplay:

En la cimbra con triplay se utiliza un bastidor similar al de las anteriores, pero la madera de contacto es de triplay, variando el espesor según el uso de las formas. Se obtiene con esta cimbra un acabado aparente.

#### 2) Metal:

En las cimbras de metal se utiliza un sistema muy semejante al de las cimbras con madera, solo que la cimbra de contacto es metálica.

Esta cimbra se usa especialmente cuando los elementos que se van a colocar son de las mismas medidas y en gran número, Ya que su costo es muy elevado, solo el usarlas repetidas veces, sin modificarlas, justifica su empleo.

La cimbra metálica es muy usada en plantas de fabricación de elementos pretensados o prefabricados.

### 3) Fibra de Vidrio:

La fibra de vidrio es un material relativamente nuevo en la construcción. Su uso puede hacerse recubriendo algún otro material o individualmente apoyado en un bastidor.

#### a) Como recubrimiento:

Se utiliza forrando cimbras de madera para protegerlas del -- desgaste que sufren en cada uso, así como para dar a la superfi-- cie de concreto un acabado más terso. En este caso el espesor de la fibra de vidrio es de 2 ó 3mm aproximadamente y triplica o cua-- druplica el número de usos de la cimbra de madera.

#### b) Individualmente

Existen cimbras de fibra de vidrio que son lo suficientemente rígidas para sostenerse por sí mismas (como los casetones para lo-- sas nervuradas) usando solamente un bastidor como el que sostiene la cimbra de madera para el mismo fin.

Esta cimbra da también acabado aparente además de ser de fá-- cil colocación y descimbrado resulta económica por la durabilidad que posee.

### 4) Otros:

Entre otros materiales para cimbra podemos mencionar asbesto, plástico, tabique, etc., pero principalmente cabe hacer mención -- de las combinaciones de los tres materiales anteriores, que traba-- jando como forro ó como bastidor nos dan variedades de cimbras -- muy versátiles para concretos con abacado aparente.

Entre los acabados que podemos obtener directamente de las -- cimbras podemos mencionar los siguientes:

## II. Acabados Directos de la Cimbra:

### 1) Acabado marcando los tableros.

De todos los acabados de que dispone la arquitectura los que se obtienen directamente de la cimbra son posiblemente los más re-- compensados, si bien el costo de la cimbra y el alto control del concreto en su fabricación y colocación motivan un precio muy di-- ferente del concreto normal, el costo extra es apreciable menor que el costo de cualquier otro recubrimiento. El factor importan-- te que hay que considerar es que el resultado final debe mostrar la mano del artista y no aparecer como arreglos arbitrarios.

Una amplia variedad de diseños de tableros y texturas pueden obtenerse dependiendo del tipo y calidad de la madera y la forma de usarla.

La mayoría de las maderas dejan alguna impresión de la veta en el concreto; si esto se acentúa o no, depende del tipo de madera, el estado del tronco cuando se corte en duelas y la manera de cortarla.

Es importante que las especificaciones sean cuidadosas y precisas para dar al contratista información completa de lo que se desea. A menos que el mismo tipo de tablero haya sido usado anteriormente y producido por el mismo contratista, es recomendable probar uno o dos paneles para determinar exactamente el procedimiento a seguir.

Los tableros deben ser prácticamente uniformes en espesor para que no haya relieves en las juntas.

## 2) Superficies lisas.

Donde se desea obtener una superficie lisa fina debida a cualquier diseño de tablero o textura, o es necesario hacer la cimbra en hojas de triplay o prefabricar la cimbra usando hojas de triplay directo sobre el bastidor. Esta cimbra produce superficies planas con líneas de juntas generalmente tan finas como es posible.

### a) Triplay

El triplay puede obtenerse en gruesos desde 1/8 hasta 3/4" de 8 a 10 pies de largo y 3 a 5 pies de ancho.

Con triplay de 3/8 a 5/8" es necesario usar bastidor para prevenir diflexiones que son notorias en la superficie terminada con espesores menores de 3/8" es indispensable usar un respaldo sólido.

Por la línea de cimbra, en donde se usa triplay de 1/4" y 3/8" el triplay debe ser clavado aproximadamente en intervalos de 4 a 6" en sus cuatro orillas y por lo menos un clavo por pie cuadrado en el interior para evitar abultamientos.

### b) Tableros duros.

Una superficie plana puede producirse alineando cimbras de madera con tableros duros, los que se obtienen en tamaños mayores de 12 por 4 pies y de 1/8" a 1/4" de grueso. Los tableros standard tienden a volverse suaves e hincharse con el uso e intemperismo. Por esta razón es preferible usar tableros extra duros o acentados que son resistentes al agua.

Con tableros standard el uso se limita a 4 o 5 veces, con trato razonable, los tableros extra duros o tratados dan un promedio de 10 usos.

Los tableros de fibra comprimida tienen tendencia a decolorar el concreto, por lo que es recomendado que la superficie

sea tratada con laca clara; este tratamiento incrementará los usos de los tableros suficientes veces para pagar el costo adicional.

### c) Triplay con una cara plástica.

Cuando se necesita una superficie más plana y tersa que la proporcionada por las cimbras anteriores puede usarse triplay con recubrimiento plástico. Estos triplays se fabrican en Australia.

Este tipo de triplay tiene la ventaja sobre las cimbras comunes de que no requiere el uso de aceite o diesel. Esta es una gran ventaja ya que el uso de estos protectores es una de las principales causas de manchar o decolorar el concreto.

La vida de estos tableros es conservadoramente usandola con cuidado de 15 o 20 usos.

### 3) Cimbras especiales.

#### a) Hule

Hojas de hule acanalado han sido usadas como material de cimbra por muchos años como medios para proveer una buena llave mecánica a la superficie del concreto para soportar acabados aplicados. El uso de hule para dar un acabado decorativo al concreto colado in-situ no ha sido explotado en grandes cantidades principalmente debido al costo y lo restringido de los diseños existentes.

Hule texturado fue usado para dar el diseño de largos elementos precolados.

Generalmente, para que el hule compita con otros materiales debe usarse algún diseño de línea de los fabricantes. Si la demanda de diseños especiales es suficientemente grande para garantizar la necesidad de un nuevo molde puede hacerse, pero es difícil visualizar un caso en que se justifique.

La mayoría de los diseños disponibles son los usados para tapes; se pueden obtener en varias calidades y su uso como cimbra debe discutirse con el fabricante.

#### b) Termo plástico.

El tipo de plástico normalmente usado es P.V.C. o poliestireno.

Una gran ventaja del termo plástico es su flexibilidad así como su resistencia a la abrasión. Para obtener superficies verdaderamente planas el termoplástico debe usarse sobre triplay suficientemente grueso para evitar el abultamiento. Las hojas pueden fijarse a los tableros con pequeños clavos circulares, pero es preferible pegarlos.

### III Defectos en el Concreto

Cuando se desea obtener una superficie de concreto que no acuse defectos en la cimbra se debe tener sumo cuidado con los

siguientes puntos:

### 1) Juntas de construcción.

Aceptamos las limitaciones del concreto y planeandolo en forma honesta y franca. Tendremos resultados altamente satisfactorios.

Una limitación del concreto es la junta de un concreto fresco con uno endurecido. Cuando sea posible es recomendable evitar las juntas, pero cuando no sea costeable un colado ininterrumpido, es mejor hacer notar las juntas como parte del diseño arquitectónico.

Cuando se acepta la junta de construcción como parte del acabado del concreto es necesario tomar las precauciones que eviten escurrimientos de lechada, líneas disparejas, vacíos y cualquier otro defecto que desmerezca la apariencia de la superficie.

### 2) Curado

La reacción química del concreto al endurecer depende de la presencia del agua. Es normal que una adecuada cantidad de agua exista para la completa hidratación del concreto al colar, pero es necesario curar el concreto para asegurar que el agua es retenida para garantizar una correcta reacción.

El endurecimiento del concreto no se debe al secado. El secado, si ocurre demasiado rápido, produce un decremento de la resistencia. El método de curado más satisfactorio depende de las condiciones del sitio. Si la cimbra puede permanecer 3 o 4 días en el lugar y estar húmeda, es posiblemente el mejor método de curado cubriendo el concreto con polietileno para evitar la evaporación de la mezcla.

Rociar el concreto con agua es un medio seguro de producir eflorescencia. El objeto del curado es asegurar que el agua es retenida en el concreto y esto puede lograrse mejor cubriendo el concreto con un material impermeable puesto tan cerca sea posible de la superficie.

Es conveniente evitar el uso de aditivos para curado que puedan manchar la superficie del concreto ya sea por su color natural o por la reacción química que produzcan.

### 3) Terminado

Con la mejor intención del mundo no es posible producir un acabado que no requiera algún ligero retoque. Cuando estos retoques los hace gente especializada en estos trabajos es imposible detectar donde fue tratada la superficie.

La Técnica a emplear varía naturalmente con el tipo de acabado que se trate, pues no será satisfactorio retocar un acabado cimbrado con triplay como plástico usando duela con textura rugosa.

Cuando sea necesario parchar una superficie, el concreto deberá cortarse a una profundidad aproximada de una pulgada, las orillas deberán cortarse en ángulo recto con la superficie del muro. Antes de cualquier retoque el arca por llenar deberá ser limpiada perfectamente y humedecidas para controlar la absorción del concreto. Es muy importante y a menos que sea verdaderamente bien hecho, hay una probabilidad de que la mezcla requerida para una hidratación adecuada del mortero del parche, será absorbida en el concreto, resultando un parche débil.

La mezcla del parche debe tener 1 parte de cemento 2 partes de arena cernida de la usada en el concreto original pasando por la malla No. 25. Inmediatamente antes de llenar el parche, la superficie de concreto debe untarse con una capa lechada de cemento.

El mortero del parche debe mezclarse con agua suficiente solo para dar consistencia como tierra.

Las herramientas usadas para parchar dependen del área que se vá a tratar, pero generalmente la llana de madera es la más recomendable. Debe usarse tanto para el llenado del hueco como para la consolidación del mortero golpeándola con la mano.

La superficie del parche debe tratarse para que aparezca -- igual a la superficie de alrededor y luego cubierta varios días para prevenir la evaporación.

Generalmente los parches tienden a ser más oscuros que el concreto original por lo que es recomendable poner una parte de cemento blanco en la mezcla que usualmente puede ser de 15 a 30 % del total del cemento.

Si la superficie tiene bien definido el diseño del grano de madera, este puede ser reproducido en la superficie del parche colocando una madera igual sobre el parche y golpearla con un martillo para imprimir el diseño del grano en la mezcla.

Los agujeros de tornillo deben ser llenados con mortero -- bien compactado trabajando desde el interior del muro.

Cuando se desea pintar la superficie de concreto es usual -- especificar que el concreto esté libre de rebabas y dejar una superficie adecuada. Para obtenerlo es práctica común retirar -- la cimbra tan pronto como sea permitido y resanar la superficie del concreto a mano.

Una especificación para acabados de concreto expuesto usada por la Asociación Americana del Cemento Portland, dice lo siguiente:

Las operaciones de limpieza no deben llevarse a cabo hasta -- que todos los muros han sido terminados, incluyendo todos los parches y retapado de agujeros, limpiar parte de muros según -- progrese el trabajo no se recomienda.

En caso de que la superficie de concreto esté machada de --

aceite u otro material o no tenga un color uniforme, puede limpiarse por el siguiente procedimiento:

Mezclar una parte del cemento portland y 1 1/2 parte de arena fina con suficiente agua para producir una lechada con consistencia de pintura delgada cemento blanco portland se usará para todo o parte del cemento de la lechada, según el color que se desee obtener, a continuación seque la superficie para remover completamente la lechada seca, sin dejar ninguna película de lechada visible.

#### 4 ) Agrietamiento, Causas y Soluciones.

De acuerdo con Joe W. Kelly, profesor emérito de Ingeniería Civil en la Universidad de California.

La mayoría de nosotros se resfría y la mayoría del concreto se agrieta. Nosotros cumplimos con nuestras obligaciones a pesar del resfriado y el concreto cumple con las suyas a pesar de las grietas. Sin embargo, todos estamos de acuerdo en que tanto el resfriado como las grietas pueden evitarse.

Las grietas raramente afectan la acción estructural o la durabilidad del concreto en forma significativa, pero presentan una mala apariencia y permiten que el agua se introduzca con más facilidad de tal manera que puede acelerarse el desgaste o la oxidación en algunos casos. Por consiguiente, debemos tomar medidas para prevenir el agrietamiento.

No se conoce todavía ningún método para construir concreto que no se agriete en lo absoluto, pero sí sabemos lo suficiente para prevenir, y a menudo evitar en su totalidad, el agrietamiento. No existe una fórmula simple o segura, porque existen muchas causas de agrietamiento y no todas están sujetas a control simultáneamente; además participan muchas personas en la fabricación del concreto. Pero hemos encontrado que cuando el arquitecto, el ingeniero, el contratista y el que abastece los materiales hacen su parte correspondiente, los resultados son consistentemente satisfactorios.

He encontrado que un viejo proverbio resulta a menudo de utilidad; " encuéntrese la causa, y el remedio aparecerá por sí mismo " Veamos qué es una grieta, cuál es la causa que la produce, y qué es lo que puede hacerse.

#### Clases de grietas:

Existen muchas clases de grietas. Por lo que respecta a su profundidad, existen grietas superficiales, poco profundas, profundas y grietas en todo el peralte. Con respecto a su dirección en la superficie del miembro, existen dos clases principales: Grietas en forma de mapa, que son grietas pequeñas, más o menos uniformemente distribuidas, que se extienden en todas direcciones formando patronos exagonales; estas grietas indican restricción de la capa superficial por el concreto interior o inferior. Las otras grietas principales, grietas simples continuas, se extienden en dirección más o menos definida, y a menudo son paralelas a intervalos más o menos constantes; indican restricción en-

dirección perpendicular a las grietas. Existen grietas internas- alrededor de agregados de gran tamaño; aún las fallas por compresión se inician en grietas de esta clase. Existen grietas en el concreto fresco y grietas que se presentan después de que el concreto ha endurecido. Existen grietas incipientes en el concreto fresco que pueden desarrollarse solamente si alguna otra influencia ayuda a que se presente este fenómeno. Existen grietas que se presentan por reacciones químicas que debilitan el concreto, y muchas otras clases de grietas. La discusión que sigue se limitará principalmente a grietas continuas unidireccionales, que se presentan con frecuencia en concreto endurecido, aunque mucho de lo que se aplica a esta clase de grietas se aplica también a los -- otros tipos.

#### Proceso de agrietamiento:

Examinemos las causas del agrietamiento. En la ( Fig. 1A ) se representa una barra de concreto de una longitud determinada, en una condición dada de temperatura y humedad y libre de esfuerzos.

Si esta barra se seca o se enfría sin que esté restringida, simplemente sufrirá una contracción y no se desarrollarán esfuerzos como se indica en la ( Fig. 1B ). Sin embargo, si los extremos están -- restringidos durante el proceso de secado o enfriamiento de tal -- manera que se conserve la longitud original, como se muestra en la ( Fig. 1C ) la barra desarrollará esfuerzos en tensión como si hubiese estado libre para contraerse y después se hubiera estirado hasta su longitud inicial. Las flechas indican la fuerza de tensión aplicada en los extremos. Con el tiempo, los esfuerzos se alivian gradualmente debido en parte al flujo plástico que en casos extremos puede reducir estos esfuerzos hasta un tercio del valor original ( en la Fig. 1D se presentan la barra con la fuerza ya reducida ) Durante cualquier etapa ya sea en concreto fresco o endurecido, si los esfuerzos netos de tensión alcanzan la resistencia a la tensión del concreto para una edad determinada, éste se agrietará y los esfuerzos se aliviarán según se muestra en la ( Fig. 1E )! Este es un caso simple pero ilustra el proceso que puede presentarse ya sea en escalas mayores o menores, en cualquier localización o dirección, y producido por cualquier causa de agrietamiento.

La continuidad del proceso se muestra en la Fig. 2 en la cual las distintas propiedades del concreto se indican en la escala de las ordenadas y el tiempo de contracción o de enfriamiento se presenta en las abscisas. Cuando el concreto se seca o se enfría tiende a contraerse, según se muestra en la curva inferior de contracción libre, A. Los esfuerzos "elásticos" correspondientes se desarrollan simultáneamente debido a la restricción como se muestra en la curva B. El flujo plástico también se desarrolla simultáneamente y los esfuerzos netos de tensión son menores que los esfuerzos elásticos según se muestra en la curva C. Cuando los esfuerzos netos de tensión, C, para cualquier edad alcance la resistencia a la tensión, D, correspondiente a esa edad, se agrietará el concreto. Si los esfuerzos no alcanzan la resistencia a la tensión, lo que sucede con frecuencia, el concreto no se agrietará.

A partir de la figura podemos ver que la probabilidad y magnitud del agrietamiento depende de los siguientes factores:

- Contracción ( ya sea por secado y/o por enfriamiento )
- Contracción de restricción ( externa o interna; total o parcial )
- Elasticidad o rigidez ( esfuerzo por unidad de longitud de restricción )
- Esfuerzos ( de tensión; elásticos )
- Flujo plástico
- Esfuerzos netos de tensión
- Resistencia a la tensión.

Para obtener los mejores resultados se debe tener un concreto con un coeficiente de dilatación bajo, con una contracción por secado reducida, y sin restricciones externas o internas; la rigidez elástica debe ser reducida y el flujo plástico elevado, con lo cual se logra que su capacidad de extensibilidad sea elevada; el concreto debe tener además, una elevada resistencia a la tensión. Desgraciadamente, no siempre pueden obtenerse estas condiciones; por ejemplo una rigidez elástica baja y una resistencia elevada son incompatibles. Sin embargo, debe hacerse todo lo que sea posible.

Es evidente que no puede establecerse una sola propiedad como la causa única o principal de agrietamiento. Recientemente ha habido una tendencia, a la cual en mi opinión se le ha dado demasiada importancia, que considera la contracción por secado del concreto endurecido como un criterio de la susceptibilidad de agrietamiento; pero realmente, un concreto con tendencia a una alta contracción puede tener una tendencia baja al agrietamiento por otras características que sean favorables. Sería mejor evaluar directamente la resistencia al agrietamiento, ya sea por observación de estructuras existentes o por ensayos directos.

Aun las distintas propiedades consideradas por separado están consideradas influenciadas por muchos factores. Por ejemplo, la contracción por secado está influenciada por la relación agua-cemento; la cantidad, finura y composición del cemento; la composición mineral, rigidez, forma, textura superficial, y graduación de los agregados; las características y cantidad empleada de cualquier aditivo; el tamaño y forma de la masa de concreto; las condiciones de humedad y temperatura; etc. Nuevamente la resistencia a la tensión es baja cuando está en condición húmeda.

Aunque el agrietamiento y la durabilidad del concreto son cosas distintas, la relación ( o falta de relación ) entre la contracción por secado y la durabilidad es un aspecto interesante. En un reporte de comité reciente de Highway Research Board, se estableció que el grupo encargado de este trabajo no supo de ningún caso donde las investigaciones hubiesen revelado que una contracción por secado excesiva fuese la única causa o el factor más importante en la falta de durabilidad del concreto en estructuras de carretera en los Estados Unidos o en Canadá.

Causas:

Examinemos ahora las causas del agrietamiento. Estas son numerosas. L. Boyd Mercer, de Australia, ha establecido en el Commonwealth Engineer una clasificación sistemática excelente en la cual está basada la tabla I.

#### Tabla I

#### Causas de Agrietamiento en el Concreto

##### Antes del Endurecimiento.-

Movimientos de la Construcción ( cimbras ), contracción por asentamientos ( alrededor del refuerzo, obstrucciones, agregados ).  
Contracciones por fraguado ( plásticas; a corta edad )

##### Después del Endurecimiento.-

Causas químicas ( constituyentes del cemento, carbonización, agregados reactivos, sustancias extrañas; oxidación ).

Causas físicas ( contracción por secado; fluctuaciones de humedad )

Causas térmicas ( esfuerzos internos causados por el calor de hidratación, diferencias en las propiedades térmicas de los agregados; variaciones en la temperatura externa, acciones de heladas )

Concentraciones de esfuerzos ( refuerzo; forma estructural como sucede en las esquinas de aberturas; flujo plástico. )

Diseño estructural ( cargas; asentamientos de la cimentación etc. )

Accidentes (sobrecargas, vibración; fatiga; sismos; incendios)

#### Factores que afectan el agrietamiento

Examinemos qué variables en el concreto mismo son causas más o menos importantes del agrietamiento - materiales, proporcionamientos y condiciones de colocación y curado. Veamos también qué condiciones de diseño, exposición y servicio afectan el agrietamiento. Algunos de estos factores se estudiarán en los párrafos siguientes y se discutirán en términos del agrietamiento hasta donde lo permitan las informaciones disponibles; existe mucha literatura sobre las distintas propiedades cuando éstas actúan en forma separada pero aún no se ha logrado una integración de los distintos factores ni puede realizarse esta tarea.

Agua.- La cantidad de agua por saco de cemento o por metro cúbico de concreto es un factor importante, probablemente el más importante. Mientras mayor sea la cantidad de agua, habrá mayor tendencia hacia el agrietamiento. El agua aumenta la contracción y reduce la resistencia.

Cemento.- La cantidad de cemento también es importante; en general mientras más rico en cemento sea el concreto mayor es el agrietamiento. Por ejemplo es bien conocido el agrietamiento que se presenta en superficies que se han recubierto con una mezcla rica en cemento. Basándose en esta observación del agrietamiento en cerca de setenta edificios. Walter Steilberg especificó alguna vez que la resistencia de ciertos concretos no debería exceder de 180 Kg/cm<sup>2</sup>.

Los cementos molidos finamente y los cementos con un contenido elevado de sílice tienen una contracción bastante alta pero no se agrietan con facilidad. La carbonización del cemento a partir del dióxido de carbono en el aire produce una contracción inicial pero reduce la contracción por secado subsecuente.

Se está trabajando activamente en una investigación que permita producir concretos de baja tendencia al agrietamiento por medio de cementos de expansión controlada.

Agregados: La composición mineral, forma, textura, superficial y graduación de los agregados afecta en forma variable el proporcionamiento requerido, el coeficiente térmico, la contracción por secado, la rigidez, el flujo plástico y la resistencia del concreto. La observación de estructuras en servicio es una buena base para comparar la influencia del agregado sobre el agrietamiento, aunque las condiciones de mezclado, temperatura, y colado pueden influenciar los resultados. Se ha establecido claramente que pequeñas cantidades de ciertas arcillas en los agregados causan una contracción y un agrietamiento elevados, por contracción de la arcilla más que del gel de cemento. Mientras más pequeño sea el tamaño máximo de agregados bien graduados mayor será la contracción del concreto, bajo iguales condiciones de resistencia; los fragmentos grandes de rocas restringen localmente la contracción más que los fragmentos pequeños.

Aditivos: Algunos aditivos pueden afectar el agrietamiento por sus efectos sobre algunos factores importantes tales como la velocidad de fraguado, contracción y flujo plástico. El cloruro de calcio en las cantidades empleadas usualmente aumenta considerablemente la contracción. Los aditivos retardadores generalmente aumentan la extensibilidad y por consiguiente reducen el agrietamiento.

Sangrado: El flujo hacia arriba del agua en el concreto fresco produce zonas de pasta muy aguada debajo de los fragmentos mayores del agregado, especialmente en secciones de mucho peralte, lo cual es causa de grietas internas.

Colado: La velocidad y condiciones de colado afectan sin lugar a dudas el agrietamiento, a través de su influencia sobre el sangrado, segregación en las cimbras y alrededor del esfuerzo, y temperatura. Los asentamientos diferenciales en la cimentación de losas causan muchas grietas.

Curado: Las condiciones de humedad durante el curado inicial y subsecuente son altamente importantes. El secado rápido del concreto fresco en losas después de algunos minutos de su colocación pueden causar que la velocidad de evaporación exceda la velocidad de sangrado hacia la superficie. Cuando sucede esto, de acuerdo con William

Lerch "la superficie del concreto ha alcanzado una rigidez inicial; no puede acomodar por medio del flujo plástico, el rápido cambio volumétrico producido por la contracción plástica; no ha alcanzado -- una resistencia suficiente que le permita resistir los esfuerzos -- de tensión. Por consiguiente, se pueden desarrollar grietas por contracción plástica." Este autor recomienda algunas medidas correctivas tales como el humedecimiento de la cimentación de las cimbras, y de los agregados; también recomienda evitar condiciones extremas de temperatura; empezar el curado tan pronto como sea posible; usar recubrimientos temporales o rociar el concreto entre el colado y el acabado; y evitar que el viento y el sol actúen sobre la superficie con el fin de reducir la evaporación.

Aunque no ocurra el agrietamiento plástico, algunos efectos similares prevalecen durante las primeras etapas del endurecimiento. - El secado parcial de la superficie, ya sea al principio o algún --- tiempo después, causa una contracción potencial que origina grietas. El beneficio del curado continuo durante largo tiempo radica en que aumenta la resistencia ( aunque de esta manera aumenta la rigidez - elástica y reduce el flujo plástico ) y afecta en pequeña magnitud - la contracción por secado.

Temperatura: La temperatura afecta la velocidad de endurecimiento - del concreto, pero su principal influencia sobre el agrietamiento - radica en que determina la longitud "base" durante las primeras horas hasta que el concreto se vuelva rígido. A partir de esta longitud, los cambios subsecuentes de temperatura producirán grietas potenciales. Este efecto es especialmente importante en tiempo caluroso y en concreto en masa. Las secciones de pavimentos colados durante tiempo frío se ven sujetas en menor grado al agrietamiento que - cuando este trabajo se efectúa en tiempo caluroso; esto mismo es -- aplicable en mayor o menor grado a otras estructuras. En tiempo caluroso, el colado se debería efectuar durante la noche si esto no - implicase dificultades de trabajo.

Condiciones de exposición: Las condiciones ambientales de exposición tienen una gran influencia sobre el agrietamiento. Los gradientes elevados de temperatura y de humedad, producen restricciones internas importantes entre la superficie y la masa interior de concreto. Las superficies y la masa interior de concreto. Las superficies expuestas hacia el sur y hacia el oeste se ven más afectadas que las expuestas hacia el norte y hacia el este.

Condiciones de restricción: Las restricciones muy rígidas producidas por cimentaciones o estructuras adyacentes, pueden producir agrietamiento. Las restricciones causadas por la cimentación no se pueden prevenir totalmente y son causa frecuente de grietas verticales cerca de la parte inferior de los muros de edificios, aunque estas grietas no se extienden hasta la parte superior. Un muro largo o una losa sin juntas se agrietará con toda seguridad a intervalos definidos.

En general, mientras mayor sea la restricción a la contracción - se presentarán grietas más numerosas pero de menor grosor. Mientras mayor sea el porcentaje de refuerzo de un muro o losa las grietas -- serán más numerosas pero de menor grosor; de ancho total acumulado - de las grietas será aproximadamente el mismo con cualquier porcentaje de acero. Similarmente, el acero de refuerzo con un límite de fluencia

cia elevado distribuye las grietas más favorablemente que el acero de grado estructural. Las grietas de poco grosor son generalmente preferibles, ya que son menos notables y evitan en mayor grado la penetración de la humedad.

Un muro monolítico colado integralmente con una estructura de acero se agrietará tanto vertical como horizontalmente.

También se presenta restricción cuando una porción de una losa o estructura se asiente o se mueva en forma diferente al resto de la estructura.

Las restricciones internas están causadas por diferencias en la composición de la mezcla, contenido de humedad y temperatura entre las distintas porciones de la masa de concreto.

Combinaciones de los factores anteriores: Generalmente es necesario que se combinen los factores anteriores para que las obras de concreto resulten defectuosas. Se han construido y se construyen estructuras satisfactorias con uno o más factores desfavorables. Si el concreto fallase cuando se le descuidase o abusase de él, seguramente lo trataríamos con más respeto y cuidado.

Concretos presforzados: Una manera excelente de prevenir el agrietamiento es por medio del concreto presforzado. El agrietamiento es un fenómeno de tensión y el presfuerzo induce compresión en el concreto. Por consiguiente cualquier contracción debida a un descenso de la humedad o de la temperatura y cualquier deformación elástica debida a cargas de servicio, únicamente disminuye parte de la compresión. Ya se han colado tableros de muro con concreto ligeramente presforzado en ambas direcciones, no únicamente por requisitos estructurales sino para comprimir ligeramente el concreto y prevenir el agrietamiento. Es de esperarse que esta práctica se volverá más popular y se aplicará en otras situaciones.

Miembros precolados: El concreto estructural precolado se usa ventajosamente en combinación con el presforzado, por lo que respecta al agrietamiento. Pero ya sea presforzada o no, una estructura de concreto precolado se agrietará menos que una estructura monolítica correspondiente, porque los miembros individuales han alcanzado su condición de equilibrio por lo que respecta a humedad y temperatura antes de que se unan entre sí y además las restricciones son menores. Por otra parte este concreto se cuela generalmente bajo condiciones muy controladas y en cualquier caso será inspeccionado antes de ser aceptado y usado.

Qué se puede hacer para evitar el agrietamiento: Veamos qué se puede hacer para prevenir el agrietamiento, o al menos mantenerlo dentro de límites aceptables. Como se ha establecido anteriormente no existe una fórmula simple o segura por las causas que son numerosas. La primera recomendación es que se debe tratar de resolver como un conjunto y no preocuparse únicamente de un sólo factor.

1.- Diseñese la estructura pensando en las condiciones de restricción durante el secado o enfriamiento del concreto. Las restricciones pueden deberse a asentamientos de la cimentación de los miembros soportantes, interacciones entre distintas partes de la estructura, longitud excesiva de unidades monolíticas entre juntas, refuerzo, etc. Las juntas por contracción, expansión y aislamiento se deben colocar a intervalos razonables, aunque sólo sean juntas para controlar el agrietamiento, como sucede en banquetas. Se debe regular el ancho relativo y el espaciamiento de las grietas hasta donde sea practicable, a través del porcentaje de refuerzo. Se debe reducir el agrietamiento "torcional" de las losas reduciendo -- las diferencias entre el refuerzo de las partes superior e inferior de las mismas.

Se deben evitar concentraciones de esfuerzos, como sucede en los ángulos interiores de aberturas y se deben reforzar puntos de agrietamiento potencial como las esquinas de ventanas y otras aberturas.

2. Se deben emplear miembros presforzados o precolados siempre -- que sea posible.

3. Se debe inspeccionar cuidadosamente el trabajo.

4. Usense materiales que hayan prestado buen servicio por lo que respecta al agrietamiento, prescindiendo de ensayos sobre contracción o sobre otras causas independientes. Esto se aplica a cementos, agregados y aditivos. Se debe trabajar con abastecedores de materiales de confianza, incluyendo a los productores de concreto premezclado.

5. Se debe emplear el contenido de cemento mínimo consistente con los requisitos de diseño. Las mezclas ricas se agrietan más. Raramente es necesario emplear más de 6 sacos por metro cúbico y a menudo es suficiente con 5 sacos.

6. Usese el contenido mínimo de agua necesario para trabajabilidad; no deben permitirse consistencias muy húmedas. Si se emplean vibradores, un concreto con revenimiento de 10cm. puede colocarse fácilmente dentro de cimbras de muros de 20cm. de ancho con dos lechos de refuerzo.

7. Colóquese el concreto uniformemente y tómese en cuenta un posible asentamiento inicial de las cimbras, alrededor del refuerzo en pendientes, etc. Póspongase el alisado final de las losas hasta que haya ocurrido el asentamiento interno.

8. Cúrese el concreto adecuadamente empezando lo más pronto posible. En losas empiece el curado antes de que la superficie haya perdido su brillo. Deberán usarse cubiertas temporales o se deberá rociar el concreto durante los primeros minutos después del colado; también deberá protegerse la superficie del sol y del viento. Cuando se descontinúe el curado, se deberá evitar el secado rápido. Para unidades precoladas, empléese el curado por vapor siempre que -- sea practicable.

9. Evítense temperaturas extremas. En tiempo caluroso enfríese el agua y/o los agregados según sea necesario para evitar concreto caliente. Evítense cambios bruscos en la temperatura de la superficie golpes termales como sucede cuando las cimbras o las mantas para curar el concreto se retiran en tiempo caluroso.

10. Protéjase el concreto que esté en condiciones de servicio contra cambios en la humedad y en la temperatura hasta donde sea posible, lo cual puede lograrse cubriéndolo con mantas. Las superficies de textura rugosa ocultan las grietas pequeñas y se deberán usar -- cuando sea posible.

Conclusiones:

En conclusión se han establecido las diferentes maneras en que ---

puede agrietarse el concreto y los distintos métodos para prevenir el agrietamiento. No es sorprendente que el progreso alcanzado en los métodos para reducir el agrietamiento haya sido lento, y algunas veces retrógrado, cuando se comprende la complejidad del problema. Para prevenir las grietas, hágase un buen concreto atendiendo cuidadosamente los varios detalles del diseño y construcción; para tratar las grietas que se espera se formen, controlese por medio de un diseño apropiado de las secciones estructurales y de las juntas. En todo lo anterior estriba la diferencia entre un trabajo sátisfactorio y uno defectuoso

## ACABADO CON AGREGADO EXPUESTO

Ha quedado establecido que el mejor camino para contrarrestar el pedrusco y el efecto frío del cemento; es el del agregado expuesto. Y también será argumentado que como el concreto está compuesto de cemento, fino y suficiente agregado, la verdadera naturaleza del agregado es revelada solo cuando estos constituyentes son visibles en la superficie.

O sea que al irse de la superficie o quedar expuesto el agregado es una forma que normalmente es gobernada por consideraciones de costo y la calidad arquitectónica de la estructura o elemento requerido. Y también de algunas consideraciones de Arquitectos o Ingenieros.

Pensando en los pros y los contra del acabado expuesto sobre el concreto puro debe recordarse que aparte del costo adicional - cualquier imperfección en el concreto tal como uniones dobles y - la pérdida de la forma de trabajo individual entre paneles, tableros o juntas etc. se convertirán como regla general más notables cuando el agregado es expuesto. Posteriormente si la forma de trabajo está hecha en los paneles correspondiendo al tamaño de la hoja en la cual la cimbra está normalmente disponible el patrón de estos paneles será invariablemente reproducido en la cara de contacto del concreto después de que ha sido colado, independientemente de que haya o no un escape de mortero entre las juntas de los paneles.

Por otra parte un acabado con agregado expuesto revela la verdadera naturaleza del material y suministra una forma en la cual puede lograrse un tono de color menos intenso del concreto, resultando de una selección cuidadosa de los agregados. Además de estas consideraciones, acabados con agregados expuesto o no de una forma atractiva que en los otros acabados en los cuales la piel del cemento endurecido es retenida, y cuando verdaderamente dará un sentido de homogeneidad y calidad de concreto que es difícil lograr por otros medios.

## CEPILLADO Y LAVADO

El más barato y más simple del acabado expuesto se obtiene cuando la forma de trabajo es expuesta a temprana edad y la superficie es cepillada y lavada, y el agregado queda expuesto.

El período en el cual este método es efectivo depende de la extensión, del tiempo y del año, durante el cual la operación de construcción sea llevada a cabo y del tipo de cemento usado.

El área seleccionada del concreto sobre las consideraciones también tiene un esfuerzo en el rango en el que el concreto se endurecerá.

Durante condiciones normales con temperaturas entre 55° y 65° F. y usando cemento ordinario 16 a 18hs. serán requeridas usualmente para encontrar el límite después de este período el molde se convertirá demasiado duro para removerlo por este medio.

Cepillos de cerda dura son normalmente usados para este trabajo y es mejor empezar la operación de cepillos desde el fondo y trabajar hacia arriba, la razón para esto es que el concreto al fondo del molde habrá sido vaciado primero, y consecuentemente la profundidad del agregado expuesto en la sección del fondo determinará la profundidad del agregado expuesto sobre el sobrante de la superficie.

Los cepillos deberán ser lavados constantemente en un recipiente con agua limpia, de otra forma se endurecerán sus cerdas y no serán efectivas para remover el mortero fraguado parcialmente y no se verá el agregado expuesto.

Teniendo el agregado expuesto aún sobre el área total, la superficie se roseará con agua y cepillará ligeramente hacia abajo, este tiempo de trabajo de la cepillada hacia abajo para quitar cascara adherida y revelar el verdadero color del agregado.

#### USO DE RETARDANTES.

Donde el tiempo de trabajo ha sido dejado más de 18hs, (dependiendo de tipo de cemento usado y de la temporada del año) el fraguado del cemento puede ser retardado tratando la capa de contacto de la cimbra.

## SUPERFICIES SIN CIMBRA.

Son todas las superficies que por ser horizontales no la requieren, en cuanto a su terminado se dividen:

- a) Acabado natural
- b) Otros acabados.

a) Acabado natural. Esta forma de apariencia del concreto en realidad no es un terminado, es decir, no es una manera de dejar el concreto a la vista, sino que servirá exclusivamente para ser una base para recibir otro material de terminado cualquiera.

Esa apariencia se logra en una obra de la siguiente forma, una vez que se tiene la superficie por colar y libre de suciedad, se riega, se le colocan los niveles y se empieza a vaciar el concreto el cual se va dejando a su nivel requerido por medio de reglas de madera.

b) Otros acabados:

1) Acabado semipulido. Esta apariencia del concreto se logra de la forma siguiente, una vez que se cumplen las condiciones de colado es decir que se tengan los niveles (maestras), limpia el área por colar, humedecida etc. se empieza a vaciar el concreto, cuando este llega a los niveles (maestras) el oficial la empieza a reglear dándole un acabado semipulido con la misma regla, es decir con su cuchara ya hundiendo el agregado del concreto de manera que no queda en la superficie ningún agregado.

2) Acabado Pulido. Este acabado se logra siguiendo los mismos pasos que en el acabado semipulido solo que al estar semipulida la superficie se espolvorea con cemento y unas gotas de agua y se va puliendo con una llana de madera o metálica dando dos o tres pasadas al área por pulir.

También se puede pulir con allanadora eléctrica o de gasolina siguiendo el mismo procedimiento.

3) Acabado Costal. Esta apariencia se logra siguiendo los mismos pasos para lograr el acabado semipulido, solo que al estar el concreto semipulido se coloca en contacto con la superficie un costal quedando gravado en la superficie la forma del mismo, levantándolo este y volviéndolo a colocar en toda la superficie hasta lograr una apariencia igual en toda el área.

4) Acabado Rayado. Esta apariencia del concreto es como su nombre la indica a base de rayas las cuales pueden ser de mayor o menor profundidad y de tal o cual separación entre ellas.

La forma de elaborar este rayado, puede ser muy variado y la

apariencia final, la misma, y digo muy variado por los utensilios o herramientas que se usen para lograrlo.

La forma de llegar a lograr esta apariencia es la siguiente, siguiendo los mismos pasos que se dieron para lograr el terminado semipulido, se dan en este procedimiento, pero a continuación con una duela o solera se va hincando en la superficie y dando la apariencia requerida.

5) Acabado de Escoba. Esta apariencia del concreto se logra -- dando los mismos pasos que se siguieron para el acabado pulido solo que a continuación se humedece una escoba y se va rayando la superficie del concreto quedando el acabado deseado.

6) Acabado Martelinado. Esta apariencia del concreto se logra de la forma siguiente: una vez que se ha colado el area se le da un acabado semipulido siguiendo los pasos ya enumerados anteriormente y a los 3 ó 4 días se puede martelinar ya sea con una martelina manual o con martelina neumática. La martelina manual dá una apariencia más uniforme, y la neumática lo dá menos uniforme más rústico o burdo.

### APARIENCIA DEL CONCRETO.

Para la apariencia del concreto intervienen los siguientes factores:

#### 1) Color.

El color es la propiedad por medio de la cual los cuerpos tienen diferentes apariencias al ojo a través de la reflexión o absorción de las rayas minuciosas de su superficie.

Aceptando que el color del concreto sin tratar es un gris frío, es muy importante remarcar como en las manos de un buen diseñador - la perfección de forma y apariencia sobrepasa todas las consideraciones de color con la misma idea una pieza ordinaria de concreto perfectamente construída, si se lleva a cabo con entendimiento y - atención puede compararse con otros materiales de construcción.

El color del concreto depende del color del cemento empleado y en menor grado el color del agregado. Para alterar el color debe cambiarse el cemento o tratar la superficie de tal manera que revele el color del agregado. Los acabados con agregado expuesto se -- tratan en otro capítulo. Aparte del cemento blanco y gris hay en el mercado rojo, ante y caqui, que tienen una base de cemento gris y colorantes con base de cemento blanco. Cemento negro con base de cemento gris o blanco es también posible obtenerlo.

Desde el punto de vista de la resistencia cualquiera de estos cementos, si se usan con agregado adecuado y proporcionamientos correctos, pueden alcanzar los requerimientos estructurales normales eventualmente el contenido de cemento debe incrementarse un 10% para compensar cualquier pérdida de resistencia debido a la adición de pigmentos.

El uso principal del cemento rojo, ante o caqui ha sido en carreteras y pavimentos y en la producción de elementos prefabricados para edificios. Han sido usados en la construcción de torres de enfriamiento donde por razones estéticas la vasta masa de concreto --

gris resultante del agrupamiento de varias torres produce un efecto depresivo en el conjunto.

Los cementos hechos con base de cemento blanco son relativamente caros y su principal uso ha sido no prefabricados donde se combinan con agregados especiales en mezclas usadas para recubrimientos.

Es de gran importancia especificar y asegurarse de que todo el cemento proviene del mismo fabricante y tiene color uniforme, en caso contrario el color del cemento variaría.

Teniendo en mente el efecto que tiene el color del cemento en el concreto es algo sorprendente que el cemento blanco no se use -- con más frecuencia. Esto no se debe tanto al costo más elevado que tiene el cemento blanco sino a la desconfianza que tienen los constructores respecto a la calidad y resistencia que consiguen, sin embargo el cemento blanco cubre las especificaciones del caso.

El uso del cemento blanco en concreto aparente tiene la ventaja de su uniformidad en el color debido a los métodos de fabricación.

Aunque es posible mezclar cementos de diferente color y obtener concretos de colores especiales no es recomendable hacerlo debido al elemento humano.

También es posible obtener concretos de color usando colorantes especiales para concreto en el uso de estos colorantes es de suma importancia llevar un minucioso control de la mezcla para tener uniformidad de color.

## 2) Textura.

La textura es la disposición de las partes de un cuerpo.

Con la característica de que el concreto es un material artificial y existe en condición plástica y endurecida, nos da la oportunidad de producir una gran variedad de textura, dependiendo del medio en que se moldea en estado plástico o el tratamiento dado a la superficie en estado sólido.

Valorando los méritos de una superficie fina suave contra superficies texturizadas, es bueno recordar que prácticamente todas las estructuras de concreto sobresalientes son las que tienen un diseño y textura de tableros que forman parte esencial de la estética general. Esto no significa que el diseño y textura de los tableros son por si mismo responsables de que sea una estructura sobresaliente.

Como regla general podemos decir que una superficie texturizada es estéticamente más satisfactoria que una superficie lisa, la razón es simplemente que la textura en una superficie larga disimula - decoloraciones debidas al aceite de la cimbra y los cambios en el tono del color debido a variaciones en la naturaleza y características en la superficie de la madera usada en la cimbra.

## 3) Decolorantes.

Los factores que pueden decolorar el concreto son:

a) Los materiales empleados para evitar que su cimbra se pegue al concreto.

Para evitar el decoloramiento se puede humedecer en su totalidad la cimbra o usar triplay con plástico que no necesita estos materiales.

b) Manchas en las orillas de la madera o juntas éste fenómeno puede ser causado por 2 factores por el escape de lechada o mortero en estas juntas o separación de la junta por pequeña que sea debido a contracciones de la cimbra al secarse, de tal forma que el aire puede tocar la superficie del concreto y permitir la evaporación en la línea de la junta, lo que provoca un oscurecimiento local del concreto debido al cambio de características físicas que cambian forma permanente este concreto del resto. Este cambio se extiende bajo la superficie en tal forma que aunque se componga con herramientas la junta permanecerá visible.

La solución a este problema es mantener húmeda la cimbra durante el fraguado del concreto evitando así las contracciones.

c) La separación de la cimbra del concreto en ciertas áreas mientras que otras están aún en contacto. Este cambio de características físicas de la superficie debido al secado disparejo es la razón de la apariencia manchada de algunos concretos después de un tiempo relativamente corto de intemperismo.

d) La combinación de maderas de diferente calidad o antigüedad en la cimbra.

El concreto colado contra madera que tiene mayor absorción será más oscura.

#### 4) Eflorescencia.

Es la formación de polvo blanco en la superficie del concreto.

La eflorescencia está principalmente compuesta de hidróxido de carbonato de calcio liberado durante la hidratación del cemento.

Esto ocurre principalmente cuando hay gran variación de temperatura ambiente durante el colado, y la superficie de la cimbra es impermeable por lo que cualquier exceso de agua en la mezcla queda atrapado entre la cimbra y el concreto.

Aunque se ha hecho mucha investigación al respecto no se ha encontrado aún una solución al problema. Sin embargo, como el fenómeno se debe a la evaporación del agua que ha hecho reacción con el cemento, el evitar la evaporación y fugas de agua en la cimbra disminuirá hasta donde sea posible, las manchas en el concreto..

Afortunadamente es casi siempre posible limpiar la eflorescencia lavando la superficie con una solución de ácido hidrídrico al 50-10%. El uso del ácido puede causar una mancha amarilla en el concreto especialmente si está seco. También el ácido puede sacar algo de cemento cambiando la textura de la superficie.

### 5) Intemperismo.

Es la acción de los elementos climáticos alterando la forma, color, textura o composición del concreto.

La acción del intemperismo depende de la uniformidad y textura del concreto.

Las juntas de construcción se vuelven más notorias debido a la desigual porosidad de la superficie, sucio y mugriento.

La apariencia del concreto varia estando seco o mojado, por lo que si se tiene una porosidad dispareja el contenido de agua variará formando manchas. Estos fenómenos se controlan aplicando alguna resina en la superficie que tape el poro, facilitando las limpiezas subsecuentes.

Una crítica común al concreto es que después de 5 ó 6 años se pone amarillo. Esto se debe al color de la arena, que como la erosión queda al descubierto. Esto se remedia usando arena de otro color.

### 6) Durabilidad.

Es el poder de resistir el desgaste.

La resistencia del concreto al intemperismo o agentes químicos depende de la profundidad a que pueden penetrar en el concreto, de tal manera que el ataque no quede en la superficie.

La durabilidad depende del cuidado al escoger los agregados y al graduarlos, que evitan contracciones y agrietamientos. Si hay exceso de agua en la mezcla se formarán poros en gran cantidad que permitirán la entrada del agua y mugre al concreto.

La durabilidad del concreto es directamente proporcional a la densidad y porosidad.

El uso de agregados suaves puede ser otro factor de desgaste en el concreto.

La durabilidad del concreto puede aumentarse con la deliberada inclusión de aire.

La resistencia al juego depende del tipo de agregado usado. - Se obtiene mejor resistencia con la mayoría de los agregados ligeros y artificiales, o algunas piedras limosas que con agregados de grava natural.

## II. ACABADOS PETREOS

Estos acabados pueden ser de piedra natural o artificial, dependiendo de su origen.

Existe una variedad enorme de piedras para acabados, con muy diferentes colores, texturas y resistencias. Para una correcta selección de la piedra es imprescindible conocer todas sus características. Estas son:

### a) Variación de color:

Conocer cual es el color exacto del material que se va a utilizar permite hacer combinaciones con otros acabados, sin embargo, siempre puede haber variación en el color cuando la piedra natural es extraída de diferente cantera ó aún la misma cantera cambia de tono cuando en su fabricación se utilizan materiales de distinto origen o los proporcionamientos varían en cantidades muy pequeñas.

Si sabemos que tanta variación puede existir en los colores, puede diseñarse la colocación en forma tal que se disimule o se haga parte del diseño ésta variación. Otra solución sería colocar en lugares separados los materiales de diferente procedencia o fabricación.

### b) Textura:

La textura de las piedras es determinante para su colocación ya que cambia totalmente sus propiedades.

Las piedras porosas requieren limpiezas periódicas porque retienen el polvo, no se pueden usar en lugares donde se puedan derramar líquidos con color, o agua si ésta puede filtrarse a algún piso inferior.

Las piedras lisas es peligroso colocarlas en exteriores ya que con el agua son muy resbalosas.

### c) Tamaño:

Como el tamaño de las piedras influye en el costo, para definir el tamaño adecuado debe considerarse el lugar de colocación para no poner piedras muy chicas en superficies grandes.

### d) Resistencia:

La resistencia al desgaste determina el lugar de colocación de la piedra, porque en pisos de tránsito intenso o pesado no puede colocarse una piedra suave.

La resistencia de la piedra a la ruptura debe reforzarse con firmes adecuados.

En los acabados pétreos, la calidad de la mano de obra en su colocación debe ser controlada con mucha atención en lo que se refiere a paños y niveles, para evitar juntas abiertas, piedras salidas o juntas desniveladas.

La mezcla de cemento con que se "peguen" al piso o muro debe tener la resistencia adecuada y el colado debe hacerse completo, sin dejar huecos que originen desprendimientos.

El piso o muro sobre el que se coloquen debe estar limpio y húmedo para que la revoltura no pierda agua ni adherencia.

Cuando la piedra se coloca en paños grandes debe garantizarse su estabilidad cuidando de picar las superficies de concreto y anclar la piedra al muro con taquetes y alambre, tela de gallinero o malla de acero. También es importante dejar entrecalles abiertas o con algún material elástico que permita dilataciones o contracciones así como movimientos bruscos debidos a sismos o vibraciones para evitar desprendimientos.

### III. ACABADOS CON MEZCLAS DE YESO Y CEMENTO

Los acabados con mezclas de yeso o cemento son aplanados aplicados casi siempre sobre muros o techos fabricados a base de yeso, arena y cemento y agua, variando la proporción según el aplanado de que se trate.

En estos aplanados se incluyen:

- 1) Aplanado de cemento-arena. Estos aplanados se fabrican con cemento, arena y agua, en diferentes proporciones, según la resistencia que se requiera.
- 2) Aplanados de cemento-cal-arena: Estos aplanados tienen una resistencia menor a los anteriores, pero evitan el agrietamiento, lográndose más impermeabilidad.
- 3) Aplanados de yeso: Es el aplanado más usado en interiores. Puede hacerse a plomo y a nivel o a "talocha".
- 4) Aplanados de pasta: Estos aplanados se fabrican con diferentes materiales como cemento blanco, grano de marmol, etc., para formar pastas de diferentes texturas y colores.

Los aplanados de mezclas pueden tener diferentes acabados en su superficie, rugoso, Pulido, rayado, martelinado, etc. También se acostumbra usarlos como base de otros acabados como pintura, materiales vidriados, etc.

Los aplanados de yeso se usan como base de otros acabados, como pintura, plástico, corcho y otros recubrimientos que necesitan más base lisa.

Los aplanados de pasta tienen diferentes acabados en su superficie y ésta queda siempre expuesta.

Para obtener un buen aplanado se requiere evitar el agrietamiento y desprendimientos, hacerlos resistentes y lograr la máxima adherencia a la superficie sobre la que se colocan.

Para lograr lo anterior es conveniente usar los proporcionamientos recomendados, así como los procedimientos constructivos adecuados. Cuando los aplanados son de espesores gruesos es conveniente reforzarlos con tela de gallinero fijada a la superficie de aplicación. También es conveniente dejar entrecalles o juntas en los lugares en que la superficie base pueda tener movimientos.

### IV. ACABADOS CON MATERIALES PLASTICOS

Siendo el plástico un material relativamente nuevo se han inventado un sinúmero de recubrimientos plásticos que tienen diferentes

características y aplicaciones.

Entre los más usados podemos nombrar el papel tapiz para muros, del cual hay una gran variedad de modelos, el Granoplastic, el Textocote y similares, que se aplican sobre aplanados y pueden usarse en interiores o exteriores, el plástico laminado, como acrílico, etc.

En estos recubrimientos es conveniente apegarse a las especificaciones del fabricante, que en muchos casos ellos mismos lo aplican, para lograr los mejores resultados. Sin embargo, en algunos casos hay poca experiencia en los resultados, por lo que el usarlos implica riesgos imprevistos.

## V. ACABADOS CON MADERA

Los acabados con madera tienen mucha aplicación en las construcciones porque además de usarse en elementos de servicio como puertas, closets, muebles etc, se usa como elemento decorativo en lambrines, plafones, pisos, celosías, etc.

Existen muchos tipos de madera como caoba, pino, nogal, huana castle, machiche, entre los más usados.

Se usa la madera en triplay, duela ó parquet en un solo tipo o combinado.

Para obtener buenos resultados es necesario emplear madera de primera clase, desflepada y seca, mano de obra especializada y materiales de terminación adecuados y de buena calidad.

El riesgo más grande en los acabados de madera es que un trabajo de mala calidad puede, cuando se termina, aparentar buena calidad, pero con el tiempo agrietarse, depegarse o caerse.

En los acabados de madera existen infinidad de tonos y diseños posibles, que hacen de ellos uno de los más versátiles.

## VI. ACABADOS CON METAL

Entre los metales más usados para acabados tenemos: acero inoxidable, aluminio, cobre, lámina negra y latón.

Generalmente se usan como recubrimientos formando lambrines ó plafones, sobre bastidores de madera o metal.

Se emplean también para puertas, muebles y elementos decorativos o de servicio de muy diferentes diseños.

Lo más importante en estos acabados es el espesor y calidad del material.

## VII. ACABADOS CON MATERIALES VIDRIADOS

En este renglón podemos mencionar el mosaico veneciano, azulejo, losetas de barro comprimido esmaltadas, cintillas, etc. Son de gran utilidad en lugares donde se usen líquidos o grasas porque su limpieza es fácil y no requieren mantenimiento.

En general se colocan sobre aplanados, pegandolos con una pasta de cemento.

El mayor problema que se puede presentar es el desprendimiento de las piezas, por lo que debe controlarse la resistencia de la pasta y la calidad de la mano de obra, ya que es difícil determinar si una pieza ya colocada está suficientemente firme.

## VIII. ACABADOS DIVERSOS

En estos acabados podríamos mencionar alfombras, vidrios, corchos, telas, etc.

Su uso y cuidado son muy distintos y en realidad sencillos, por lo que no creemos necesario incluirlos.

## SUPERVISION DE ACABADOS

La importancia de la supervisión de acabados radica principalmente en que darán siempre la buena apariencia a la construcción.

En algunos casos también existen riesgos de accidentes cuando están mal hechos, como en el caso de canteras en fachadas altas o pretilas y barandales mal amacizados.

Los puntos más importantes que deben cuidarse al supervisar los acabados son:

### 1° Calidad de los materiales.

Controlar la calidad de los materiales, antes de su colocación, es una medida afinada para evitar gastos inútiles y retrasos en la obra.

Este control debe hacerse por sistema, muestreando el material cuando sea mucho el que se va a usar ó revisando todo cuando esto sea posible.

La calidad de los materiales debe controlarse, según el caso, con pruebas visuales, de resistencia, intemperismo, etc, para prever, hasta donde sea posible, su comportamiento.

## 2° Mano de Obra.

La mano de obra deficiente es uno de los problemas más frecuentes en la construcción. En algunos casos debido a mal entendidas economías, se contrata mano de obra barata, que dá por resultado acabados de pésima apariencia y un gran desperdicio de materiales.

Es conveniente hacer pruebas de mano de obra con los trabajadores antes de encomendarles un trabajo importante.

## 3° Herramienta y Equipo

Cuando la herramienta de trabajo no es la adecuada es difícil obtener resultados satisfactorios, por lo que debe cuidarse que el equipo esté en buen estado y sea el adecuado.

También los operadores de este equipo deben tener experiencia o ser entrenados, obteniéndose así mayor rendimiento y menos desperdicios.

COMENTARIOS SOBRE LA CONSTRUCCION DE INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS EN EDIFICIOS.

Es una verdad absoluta que de buen proyecto puede resultar una obra deficiente si no se cuenta con una buena ejecución y también que un proyecto deficiente puede corregirse, si se cuenta con personal experto en la obra.

Por otra parte, desde el punto de vista administrativo, siempre ha sido en mayor o menor grado un problema esfable--cer criterios de estimación para instalaciones, a causa del desconocimiento de estas especialidades por el personal en la obra.

Lo anterior, aunado a que los mayores problemas del mantenimiento de las obras, se presentan en el área de las instalaciones, por su complejidad intrínseca, por la vida relativamente corta de algunos de los elementos que intervienen y en muchas ocasiones por ejecución deficiente, nos hace ver la gran importancia que tiene un buen conocimiento de las técnicas aplicables por el personal de la Residencia.

Con ese objetivo, me permito presentar algunos comentarios sobre aspectos de importancia, que deben tenerse en cuenta en la construcción y supervisión de las Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias, de los edificios.

I) Clasificación.

En primera instancia, es conveniente mencionar los tipos de instalaciones de esta clasificación, que usualmente se presentan en Edificios:

- 1) Instalaciones de agua fría.
  - a) Para servicio general.
  - b) Potable (a temperatura normal ó helada).

- c) Contra incendio.
  - d) Para riego.
- 2) Instalaciones de agua caliente.- (Alimentaciones y Retornos).
- a) Para servicio general.
  - b) Para calefacción.
- 3) Instalaciones de Drenaje.
- a) Para aguas negras.
  - b) Para aguas blancas.
  - c) Para aguas pluviales.
  - d) Mixtas.
  - e) Ventilaciones.

Desde luego, la clasificación puede ampliarse, pero sólo-mencionaré las más usuales.

## II) Consideraciones Previas.

Independientemente de la magnitud de la obra, se supone - que desde su iniciación, se contará con un proyecto inclu-yendo especificaciones de materiales y equipos.

El primer punto importante será estudiar el proyecto, a - fin de conocerlo lo mejor posible y compararlo con proyec-tos arquitectónicos, estructurales y de otras instalacio-nes para verificar su compatibilidad, lo que permitirá -- hacer las consultas a que haya lugar.

Efectuado lo anterior, el residente estará en condiciones de:

- + Elaborar programa de la obra.
- + Preveer pasos en la obra negra.
- + Verificar catálogo de conceptos de estimación en caso - de existir previamente, ó elaborarlo.
- + Prever aspectos de obra civil, conexos con las instala-ciones hidráulicas y sanitarias como son registros, ca-jas de válvulas, cisternas, cárcamos, atraques, cepas,- etc.

Es conveniente exigir a los contratistas, llevar registro de las instalaciones que se efectúen, consignando las trayectorias y ubicación real de los elementos que las constituyen, a efecto de contar con planos actuales al concluir las obras.

### III) Los Materiales y su Instalación.

A continuación, se hacen observaciones que considero auxiliarán al residente en la supervisión de la obra.

#### 1) Ejecución.

- a) Las tuberías de las instalaciones podrán colocarse ocultas o visibles, según los requerimientos de la obra; pero en todo caso, salvo cuando se indique lo contrario por requerimientos estructurales, las tuberías verticales deberán instalarse a plomo y en caso de las horizontales, deberán llevar las pendientes del caso, sin cambios de dirección innecesarios y no deberán formarse arcos o columpios entre apoyo y apoyo.
- b) La separación mínima entre las tuberías paralelas deberán ser la que permita hacer con facilidad los trabajos de mantenimiento y en su caso, la que permita la instalación de los materiales aislantes, debiendo quedar estas tuberías perfectamente alineadas unas con las otras.
- c) Las tuercas de unión, bridas y válvulas, deberán quedar en forma tal que se logre fácil acceso a ellas y por ningún motivo deberán quedar ahogados en los elementos estructurales, tales como muros, losas, etc.
- d) Las válvulas deberán quedar localizadas en lugares accesibles que permitan operarlas fácilmente, procurando que al instalar las válvulas, sus vástagos queden en posición horizontal no permitiéndose la colocación de válvulas con el vástago hacia abajo.

- e) Las salidas o preparaciones de los muebles sanitarios, deberán quedar perfectamente bien alineados - conservando las alturas y separación entre alimentaciones y desagües uniformes, dependiendo del tipo de mueble.
- f) Se evitarán todo tipo de instalaciones hidráulicas sobre equipos eléctricos.
- g) Las tuberías y conexiones serán nuevos y estarán en buen estado. Tendrán sección uniforme y no deberán estar estranguladas ni golpeadas.

## 2) Tuberías de Acero Galvanizado.

- a) Los cortes se ejecutarán precisamente en ángulo recto, con respecto al eje longitudinal del tubo, empleando las herramientas apropiadas, de tal manera que el tubo no resulte deteriorado.
- b) En los tubos que se corten, las aristas interiores deberán ser cuidadosamente removidas con una rima - hasta conseguir que su diámetro interior sea correcto.
- c) Para hacer las cuerdas, deberán usarse tarrajas mecánicas o manuales, empleando aceite azufrado para lubricarlas y se deberán limpiar las rebabas que se produzcan, cuando menos tres veces durante el proceso, para después protegerlas con un preparado anticorrosivo que le sirva de lubricante al hacer el ajuste.
- d) Al hacer el ajuste de las uniones, no se marcarán profundamente las tuberías y las conexiones con los dientes de las herramientas.
- e) En las uniones de estas tuberías cuando conduzcan agua fría, para conseguir un cierre hermético y que puedan aflojarse cuando sea necesario, se empleará-

un sellante HERCULES, PIPE JOINT, ó similar, teniéndose especial cuidado en hacerlo en las cuerdas macho, para evitar que el compuesto se introduzca en las tuberías y conexiones, el sobrante que se expulsa hacia afuera deberá limpiarse inmediatamente con una estopa empapada de gasolina, para conseguir un trabajo limpio. No se permitirá el uso de selladores, tales como pintura, barniz o cualquier producto similar.

- f) En las tuberías galvanizadas usadas en agua caliente, gas, vapor y condensados, en las uniones rozcadas de estas tuberías se procederá en la misma forma estipulada para el agua fría, con excepción del sellante que será en este caso PERMATEX ó LITARGIRIO con GLICERINA.
- g) Cuando se usen uniones con bridas, se emplearán empaques de lámina de plomo de 3 mm., de espesor tipo anillo, con tres o más rebordes o en su defecto, empaques de lámina de asbesto grafitado de 3 mm. de espesor. Los tornillos para unir estas bridas serán de acero, cabeza cuadrada con tuercas exagonales semi-acabadas de las dimensiones y calidad necesarias.

### 3) Tuberías de Cobre.

- a) Los cortes se ejecutarán precisamente en ángulo recto, con respecto al eje longitudinal del tubo con un cortador de disco o segueta de dientes finos de 0.8 mm. de paso, teniendo cuidado de quitar las rebabas con escoriador o lima redonda, hasta conseguir que el diámetro interior sea el correcto.
- b) El extremo del tubo se pulirá con lija de papel o de tela del N° 1 con fibra, hasta una distancia mayor a la de profundidad de enchufe de la conexión respectiva, sin dejar ningún punto sucio en la superficie que se limpie.

- c) Se limpiará el interior de la conexión, haciendo -- uso de lija de papel o fibra de acero.
- d) En la parte exterior del tubo y en el interior de - la conexión, se hará una aplicación de fundente, ase gurándose de que quede repartido con uniformidad.
- e) Se pondrá una gota de soldadura en el extremo de la conexión, haciendo girar éste a uno y otro lado una o dos veces.
- f) Se pondrá una gota de soldadura en el extremo de la conexión, haciendo uso de un soplete de gasolina, - hasta que la soldadura desaparezca.
- g) Caldeando la conexión a la temperatura adecuada, se irá poniendo soldadura en el extremo de la conexión hasta que la soldadura fundida aparezca en el extre mo exterior del enchufe. La soldadura deberá lle-- nar toda la longitud que tiene la conexión para re- cibir el tubo, no poniéndose mayor cantidad de la - necesaria, para evitar que escurra en el interior - del tubo.
- h) No deberán requemarse ni las conexiones, ni el tubo durante su calentamiento. Las piezas requemadas -- deberán reemplazarse por otras.
- i) En tuberías que conduzcan agua fría, ventilación y- drenajes para tuberías y conexiones de cobre se - - usará soldadura de carrete de alambre de 3 mm. de - diámetro, del número 50 o sea, 50% de estaño y 50% de plomo de la marca STREAMLINE, HERCULES, LAV-O-MEX y pasta para soldar de las mismas marcas.
- j) En tuberías que conduzcan agua caliente, se usará - soldadura de carrete de 3 mm. de diámetro del núme- ro 95, o sea 95% de estaño y 5% de plomo, de las -- marcas especificadas para el agua fría.

k) Para tuberías y conexiones de cobre que conduzcan - gas, vapor y condensados, se usará soldadura de plata.

4) Tuberías y Conexiones de Fierro Fundido.

a) Las uniones entre tuberías y conexiones de fierro - fundido, deberán hacerse con las cantidades de ma-- teriales que se indican en la tabla siguiente:

<u>DIAMETRO DEL TUBO EN (mm)</u>	<u>CANTIDAD DE ESTOPA (kg)</u>	<u>LONGITUD DE TRENZA (mts)</u>	<u>CANTIDAD DE PLOMO (kg).</u>
50	0.200	0.90	0.750
75	0.300	1.40	1.000
100	0.350	1.50	1.400
150	0.500	2.30	2.000
200	0.650	2.90	2.750
250	0.800	3.60	3.500

NOTA: El plomo se puede sustituir por PC-4. En ningún caso deberá usarse en el calafateado papel, yu-- te u otro material que no sea estopa alquitranda; asimismo, no deberá usarse plomo que conten ga antimonio ó metal babbit de imprenta.

b) Las piezas se colocarán telescópicamente y de mane-- ra que el macho y la campana, queden concéntricas.- La estopa se trenzará en forma de un cordón apreta-- do, con espesor igual al espacio entre el macho y - la campana y se retacará compactándola perfectamen-- te de manera que pueda resistir por sí sola, la pre-- sión de prueba.

c) Una vez retacada la pieza, se vacía el plomo fundi-- do, procurando que no haya quedado fibras de estopa en las paredes. El vaciado del plomo se hará cui-- dando que éste quede sobrante en la campana y des-- pués de hacer el vaciado, se deberá asentar el plo-- mo hasta obtener una superficie plana y uniforme en todo el anillo, formado entre el macho y la campana.

d) Para la ejecución de este trabajo, se usarán las -- herramientas apropiadas para retacar, fundir, vaciar y asentar, y no se permitirá el uso de cinceles ni herramientas cortantes para el retacado y asentado de la estopa y el plomo.

5) Calidad y Especificaciones de Pinturas, Soportes y Forros.

a) Pinturas.

Todas las tuberías serán pintadas con pintura anticorrosiva de aceite, en aquéllos lugares que se encuentren visibles, así como en los ductos de acuerdo con la siguiente clave:

Agua fría.....	Azul Marino.
Agua caliente.....	Anaranjado.
Retorno de agua caliente.....	Mandarina.
Vapor.....	Amarillo Fuerte.
Condensados.....	Amarillo Claro.
Alimentación de combustible...	Gris oscuro.
Retorno de combustible.....	Gris claro.
Alimentación de gas.....	Aluminio.
Alimentación contra incendio..	Rojo.
Doble ventilación.....	Violeta.
Drenajes.....	Negro
Alimentación sistema riego....	Verde Claro.

b) Soportes para Tubería de Alimentación.

Las tuberías verticales se sujetarán de los bordes de las losas o de los travesaños metálicos, por medio de abrazaderas de soleras. Dichas abrazaderas se anclarán con taquetes expansores o con anclas -- para herramientas de explosión DRIVE-IT o similar, -- si se sujetan a travesaños metálicos, se usarán tornillos del tamaño adecuado con tuercas.

Las tuberías horizontales se suspenderán de las tras y/o de las losas bajo el piso a que den servi--  
cio, usando abrazaderas de solera de doble tirante--  
de hierro y ancladas con taquetes expansores y tor--  
nillos; en los lugares en que no sea posible colo--  
car taquetes, se permitirá el uso de herramientas -  
de explosión.

La separación entre los elementos de suspensión pa--  
ra las tuberías horizontales, deberá ser tal que sos--  
tenga adecuadamente la tubería, siendo la separación  
máxima permisible entre los elementos de suspensión,  
los que se indican en la siguiente tabla:

<u>DIAMETRO DEL</u> <u>TUBO EN (mm)</u>	<u>SEPARACION ENTRE</u> <u>SOPORTES.</u>
13	1.80 mts.
19	1.80 mts.
25	2.50 mts.
32	2.50 mts.
38	3.00 mts.
50	3.00 mts.
64 y mayores	3.60 mts.

Los apoyos de las tuberías de agua caliente y retor--  
no de agua caliente, serán con soportes de ángulo,-  
los cuales tendrán en su parte inferior un rodillo--  
de aluminio con una flecha, donde descansarán las -  
tuberías para permitir la libre dilatación de la --  
red.

Los apoyos para vapor y condensados, serán del mis--  
mo tipo que el anteriormente expuesto, con la salve--  
dad de que llevará cada tubería dos rodillos de des--  
lizamiento, uno en la parte inferior y otro en la -  
parte superior, para permitir la dilatación sin de--  
formaciones en las tuberías.

c) Soportes para Tuberías de Drenajes.

Para tuberías verticales, los soportes que se utilizarán tanto de desagüe como de doble ventilación y que sean de fierro fundido, irán soportadas por medio de abrazaderas de solera de 2" x 1/4", fijadas éstas al concreto de la estructura por taquetes expansivos.

Para tuberías horizontales, que sean de fierro fundido, tanto de desagüe como de doble ventilación, - los soportes serán similares a los anteriormente expuestos, pero ajustándose los mismos a las pendientes que requieren dichas tuberías y colocándose un soporte en cada tramo de tubería (1.50 mts.)

Las tuberías tanto de desagües como de doble ventilación en que se use como material el cobre PVC o fierro galvanizado, los soportes tendrán las mismas especificaciones dadas para el agua fría.

d) Forros para Tuberías.

Todas las tuberías de agua caliente y vapor, irán forradas con medias cañas de aislamiento de fibra de vidrio de 13 mm. y 25 mm. de espesor respectivamente, protegidas con lámina de aluminio plana y sujetas con abrazaderas de este mismo material, según se indique en planos, las conexiones se aislarán con pasta de cemento y asbesto con acabado fino.

e) Pendientes.

Se tendrán pendientes uniformes en todo el ramal, - siendo estas pendientes las indicadas en planos. -- En caso de no existir indicaciones de alguna, se -- procurará dar la pendiente necesaria para obtener - velocidades en las tuberías de drenajes de aproximadamente 0.60 mts. por segundo y nunca menor de 2% - para tuberías de 75 mm. ó menores; y del 1% para -- diámetros de 100 mm. ó mayores.

Los ramales horizontales de la doble ventilación, deberán tener una pendiente mínima que permita en el escurrimiento de la condensación hacia los tubos de desagüe. Esta pendiente no será menor de 0.5%.

#### IV) Pruebas de las Redes.

##### 1) Tuberías de Agua Fría para Servicio General, Potable y Riego.

Los sistemas de tuberías de conducción de agua fría, se probarán con una presión hidrostática de 8.0 kg/cm<sup>2</sup>, sostenida cuando menos 24 horas en la parte inferior del sistema. No deberán presentarse fugas en las conexiones, válvulas u otros accesorios y la presión permanecerá constante sin necesidad de adición alguna durante el período de prueba.

Una vez aceptadas las pruebas, las tuberías deberán permanecer llenas a presión de trabajo, a fin de localizar rápidamente fugas que se ocasionen durante el desarrollo general de obra.

##### 2) Tuberías de Red Contra Incendio.

El sistema de tuberías para protección contra incendio, se probarán a una presión de 10.00 kg/cm<sup>2</sup>, sostenida cuando menos 24 horas y media en la parte inferior del sistema. No deberán presentarse fugas en las conexiones, válvulas u otros accesorios y la presión permanecerá constante sin necesidad de adición alguna, durante el período de prueba.

Los atraques, alineamientos y dimensiones, deflecciones permisibles, relleno, desinfección y pintura, tendrán las mismas especificaciones dadas para el agua fría.

##### 3) Desinfección de Tuberías de Agua Fría.

Antes de la desinfección de la tubería, deberá llenarse y drenarse para eliminar bolsas de aire y servir de

lavado inicial. Con la tubería vacía deberá aplicarse lentamente el agua con el desinfectante, con una mezcla de cloro y agua no menor de 50 ppm. o por otro método equivalente, llena la red de agua con desinfectante, se dejará así por un período de 3 horas como mínimo.

Al finalizar el período de tres horas, se drenará la tubería y el cloro residual no será menor de 0.5 ppm. En caso contrario, deberá repetirse la operación hasta lograrse el resultado deseado.

#### 4) Tuberías de Drenaje de Aguas Negras y Pluviales.

Las tuberías para drenajes y ventiladores, se probarán a columna llena de agua por piso. Podrán probarse por secciones o por sistemas completos, obturando las salidas, excepto las superiores y llenando con agua hasta rebosar. Cuando se pruebe por secciones se incluirá en la siguiente prueba por lo menos tres metros de la sección anterior.

El nivel del agua deberá permanecer constante y por tiempo suficiente para hacer la inspección, pero en ningún caso por un tiempo menor de tres horas.

### V) Equipos su Instalación y Pruebas.

#### 1) Clasificación.

Los equipos que normalmente se presentan en las obras, son como sigue:

##### a) Para bombeo de:

- + Agua fría para servicio general.
- + Agua fría potable.
- + Agua fría contra incendio.
- + Agua fría para riego.

En todos los casos anteriores, pueden ser para servicio por gravedad o de presión constante.

+ Aguas negras ó residuales.

Estos últimos, normalmente son equipos de elevación, para enviar el agua al colector municipal.

- b) Para calefacción de Agua.
  - + Para servicio general.
  - + Para servicio de calefacción del ambiente.
- c) Especiales para tratamiento como:
  - + Enfriadores (para agua potable).
  - + Suavizadores (de aguas duras).
  - + Clorinadores (potabilización).
  - + Filtros (Potabilización).
  - + Depuradores (aguas negras y residuales).

## 2) Instalación.

Por lo general, estos equipos son complejos en mayor o menor grado, ya que pueden constituirse con un gran número de elementos mecánicos, eléctricos de fuerza, eléctricos y/o electrónicos de control. En consecuencia, es difícil profundizar en un trabajo de corto alcance en este tema, sin embargo, creo pertinentes las observaciones siguientes:

- a) Observar cuidadosamente que se cumplan las indicaciones del fabricante al respecto.
- b) Verificar que en las Casas de Máquinas se instalen los equipos con una distribución que permita acceso a aquéllas partes que requieren servicio o preferentemente en todo su perímetro y que el equipo se monte en bancadas a 10 cm. o más del nivel del piso.
- c) Que tengan ventilación adecuada.
- d) Que las tuberías tengan un arreglo nítido, sin cruces ni cambios de nivel excesivos.
- e) Que las tuberías de instalación eléctrica, estén a salvo de humedad excesiva, instalándolas a 50 cm. del piso o más, ó empotradas en el piso pero con las especificaciones adecuadas.
- f) La mejor prueba posible de equipos, es ponerlos en el servicio normal durante un lapso de 8-10 días, previos a la recepción.

Al reverso...



NOTAS SOBRE "INSTALACIONES ELECTRICAS" PARA EL  
CURSO PARA SUPERVISORES Y RESIDENTES DE OBRA.

INSTALACION ELECTRICA:

- En General: Conjunto de Accesorios y aparatos destinados a la producción, distribución y utilización de la Energía Eléctrica.
- Prácticamente: La parte de los términos comprendidos en la definición anterior a partir del punto en que la Compañía Suministradora ( Cía. de Luz y Fuerza del Centro ó C.F.E.) hace entrega del servicio.

ELEMENTOS DE UNA INSTALACION ELECTRICA

- A.- Dispositivos de Recepción de la Energía.
- B.- Dispositivos de Desconexión Principal
- C.- Dispositivos de Protección Principal
- D.- Sistema de Distribución Primario.
- E.- Sistema de Distribución Secundario.
- F.- Dispositivos de Utilización o "Carga".

DISPOSITIVOS DE RECEPCION DE LA ENERGIA.

están formados por:  
Acometida  
Equipo de Medición  
Interruptor General (B).

Acometida y Equipo de Medición → Instala Cía. de Luz  
Interruptor General → Instala cliente.

ACOMETIDA Y EQUIPO DE MEDICION

Puede ser: { ALTA TENSION  
BAJA TENSION

Define Compañía de Luz a solicitud del cliente Hay que solicitar el servicio al inicio de la obra y es muy importante por la posibilidad de grandes pagos como cooperación al costo de los trabajos de la Cía. de Luz.  
Es importante considerar que a un solo predio normalmente solo es posible solicitar a la Cía. de Luz una sola acometida.

ALTA TENSION

- ) Para Servicios con Demandas grandes ( 20 KW en adelante.

Conveniencia - Cuota más baja

A.T.	→	→	\$0.30	-	0.17	por KWh
B.T.	→	→	\$0.20	-	0.11	por KWh

Problema - Espacio para subestación:  
 depende del tamaño del edificio:  
 normalmente: 8x5m

- ) Altura mínima - 3.50 M.
- ) Se necesita drenaje
- ) Ventilación buena
- ) Puerta de 2.40 M. para equipo.
- ) Piso para soportar grandes cargas (peso Transformador: de 1 a 5 toneladas).
- ) Cerca de entrada de edificio.

BAJA TENSION

- ) Cargas menores de 100 KW.
- ) Cargas mayores.

Cargas menores:

) La Compañía de Luz alimenta directamente de su red a medidores localizados junto a la puerta, montados sobre una tarima de madera.

Dependiendo de la zona, la acometida puede ser:

- a) Aérea
- b) Subterránea.

Si es aérea hay que preparar un tubo de diámetro grande (32 a 51 mms.) con boca en la fachada a la altura de la segunda losa. (6 Mt.)

Si es subterránea hay que preparar un registro directamente abajo de los medidores, a paño con éstos, de aproximadamente 1.00x1.00x1.00 Mts. y 2 vías de ducto de asbesto-cemento hasta el paño del paramento del terreno.

El espacio para medidores se determina previa consulta con la Compañía de Luz y es muy variable en función de la cantidad de servicios que se vaya a tener.

Cargas mayores:

- 4) La Compañía de Luz construye una subestación que puede ser en el interior del edificio, en cuyo caso hay que ceder una superficie grande para uso exclusivo de la Compañía de Luz ( 25 Mt<sup>2</sup>) y construir muros de concreto y obras menores para dicha Compañía así como una red de ductos hacia el exterior.

Puede ser también la subestación exterior al terreno, y la Compañía de Luz la construye en la zona cercana al edificio. En este caso el importe de la cooperación es mayor. En este caso también hay que preparar ductos para la entrada de cables hasta los medidores. Los espacios para el equipo de medición suelen ser mayores.

Como última parte de los dispositivos de recepción puede considerarse el interruptor general. Como disposición de nuestras normas es necesario siempre tener un UNICO medio de desconectar totalmente una instalación.

En Instalaciones muy grandes en que esto es muy costoso, como excepción se han llegado a aceptar varios

- En el Interruptor Principal terminan las líneas de Compañía de Luz → debe estar junto a los medidores.
- En Acometidas en Alta Tensión el Interruptor General forma parte de la subestación.
- En Acometidas en Baja Tensión el Interruptor Principal puede formar parte del Tablero General o ser independiente.
- Normalmente se aconseja (depende de como se pueda distribuir), que la distancia entre el tablero y el interruptor principal sea lo más corta posible.

C.- DISPOSITIVOS PRINCIPALES DE PROTECCION

También por disposición reglamentaria TODA instalación debe de contar con un dispositivo que automáticamente corte el servicio al ocurrir una sobrecorriente de la instalación.

La sobrecorriente ocurre por sobre-carga (aumento de la

carga de diseño) o por corto-circuito. Un ejemplo de estos dispositivos son los fusibles o los interruptores automáticos.

Estos dispositivos generalmente forman parte del interruptor principal en baja tensión o de la subestación en alta tensión

Para la operación eficiente de los sistemas de protección es muy importante la continuidad de la conexión a tierra, lo cual se logra mediante una rígida y totalmente continua conexión mecánica de las tuberías, ductos y medios de soporte de los conductores, así como de las estructuras metálicas de las cargas (corazas de motores, cajas de lámparas, etc.)

#### Alimentador Principal

Por él circula toda la energía de la instalación, por lo tanto normalmente se usan grandes conductores. Su longitud es pues importantísima, y un cambio en su longitud puede originar importantes modificaciones en el costo.

Existen diversos sistemas para el montaje del alimentador principal como tubo conduct con cables en su interior, cables en ductos cuadrados de lámina, cables en soportes tipo charola montados al aire libre en los cuales se tiene la ventaja que el conductor puede ser menor ya que su capacidad de ventilación es mejor, o conductores sólidos como soleras de cobre o aluminio.

#### Tablero General

Es el centro de control principal de la instalación ya que desde él se puede controlar toda la instalación. En su especificación se debe de cuidar que sus elementos sean de calidad óptima, ya que una falla puede paralizar todo el servicio así como garantizar el reemplazo futuro de algunas de sus partes. En su montaje debe de considerarse su localización en zonas fácilmente accesibles y seguras así como preferentemente no arrinconarlos, de tal manera que partes de él no sean accesibles para su conexión original y para el posible mantenimiento. Un cambio en su especificación puede originar diferencias de costo importantes.

### Alimentadores y Subalimentadores

Parten del tablero general o tableros subgenerales y conducen la energía a los centros secundarios de distribución. Es válida también la recomendación de cuidar su longitud, ya que cambios en ella originan diferencias importantes en costo. Es conveniente que su diseño no sea muy restringido para permitir eventualmente aumentos de carga sin necesidad de reemplazo total.

Es muy conveniente prever su recorrido por ductos arquitectónicos fácilmente accesibles con capacidad amplia para permitir flexibilidad futura.

### Tableros de distribución.

Reciben la energía de los alimentadores o subalimentadores y la distribuyen entre los diferentes circuitos derivados. En ellos se encuentran los medios de protección de los circuitos derivados.

Los circuitos derivados constituyen la parte de la instalación que se extiende más allá del último dispositivo de protección, o sea, son el final de la instalación eléctrica.

Normalmente están formados por conductores delgados que llegan directamente a las salidas en que se conectan las cargas.

Los tableros de distribución deben por lo tanto localizarse de tal manera que el recorrido de los conductores de los circuitos por ellos controlado sea mínimo. Una posición ideal debe ser el "CENTRO DE CARGA" que puede determinarse en una manera tal como se determina el centro de "MASA" de un cuerpo. El punto seleccionado para localizar un tablero debe ser fácilmente accesible y es muy conveniente localizarlos en pasillos junto a ductos verticales por donde lleguen los alimentadores de ellos. Una vez instalado el cambio de localización de un tablero origina grandes costos ya que es el centro de coincidencia de todas las tuberías de los circuitos derivados cuya trayectoria hay que modificar.

Los tableros de distribución tienen tres usos:

- 1) Distribuir la energía a los circuitos derivados.
- 2) Proteger las líneas de los circuitos derivados, ya que al interconectar en ellos los cables de los

alimentadores que generalmente llevan la energía para una zona amplia y que por lo mismo son de sección considerable, con los conductores de los circuitos derivados, lógicamente de menor sección, es necesario proteger contra sobrecorrientes a éstos últimos. Esta protección se provee con los interruptores automáticos "breakers" que se instalan en los tableros, o aún con los fusibles. Como dato interesante hay que considerar que no se pueden derivar más de 42 circuitos de cada tablero. También es importante la consideración de la capacidad de reserva para posibles ampliaciones.

El tercer fin de los tableros de distribución, sobre todo en instalaciones de lugares públicos, es el control. Los interruptores de los tableros se pueden usar para controlar y poner en operación la instalación eléctrica. Es conveniente en este caso que la especificación se cuide mediante interruptores de mayor resistencia para el uso constante. También en este caso los tableros pueden contar con un interruptor principal que permita la desconexión total de la zona servida.

Dado que la concentración de interruptores en un tablero puede originar confusiones, es importante que siempre estén claramente identificados mediante listas de los interruptores localizadas junto a los tableros.

### Circuitos Derivados

Como se dijo anteriormente los circuitos derivados son la parte de la instalación eléctrica que se extiende más allá de los tableros de distribución. Constituyen la parte más diversa de la instalación y existen muchos sistemas de instalación para ellos. De acuerdo con nuestro Reglamento, los circuitos se clasifican en:

- a) Circuitos para alumbrado y contactos
- b) Circuitos para contactos.
- c) Circuitos para motores y
- d) Circuitos especiales.

Existe la tendencia de separar los circuitos de alumbrado en forma independiente y en realidad esto es lo más recomendable para lograr una mayor estabilidad en el funcionamiento del sistema de iluminación.

Como también se mencionó anteriormente, es conveniente que los circuitos derivados no sean exageradamente largos. Cuando existan modificaciones en la trayectoria proyectada de un circuito, siempre es recomendable una revisión de la sección de los conductores.

También es frecuente la modificación sobre la marcha de las cargas, lo que origina que la distribución uniforme de ellas en los tableros se altere. Siempre deberá rectificarse esta uniformidad.

En el montaje de la instalación de los circuitos derivados, se debe siempre de tomar en consideración la mayor rigidez mecánica posible, evitando el soportar tuberías de plafones o de otras instalaciones. En general se deben soportar independientemente colocando soportes para cada caja de conexiones y para cada tramo de tubería ( 3M ) como máximo. En falsos plafones las cajas de conexiones deben localizarse lo más cercanas posible a las unidades de iluminación.

En instalaciones coladas en estructuras se debe cuidar la estangueidad de las tuberías y no alambarse éstas sin haber sido previamente sondeadas y secadas, si es necesario.

También es interesante cuidar el uso de grasas y lubricantes que a veces se usan para facilitar el alambrado, ya que dichos compuestos pueden perjudicar el aislamiento. Es recomendable usar talco industrial o compuestos especiales para este uso. Debe considerarse importante la soldadura de las conexiones. Mas que garantizar un mejor contacto, la soldadura tiene como fin evitar la corrosión futura que la humedad puede ocasionar en la unión de los conductores.

### Plantas Generadoras

En algunas instalaciones se cuenta con plantas generadoras de emergencia. Hay que considerar siempre que la localización de una planta de emergencia debe de analizarse cuidadosamente, pues necesita resolverse los problemas de acceso de combustible, ventilación adecuada, escape lo más corto y directo posible de los gases de combustión y vibraciones y ruido. También hay que considerar que la mejor localización es junto al tablero general para evitar líneas de alimentación costosas. En general, de acuerdo con la Ley, solo es posible instalar plantas generadoras para uso de emergencia, y siempre es necesaria una autorización de la Secretaria de Industria y Comercio.

Pruebas

Las pruebas principales de una instalación eléctrica son:

La prueba de Resistencia de los aislamientos, que siempre debe hacerse al tener terminado el alambrado y conexiones. El valor de la resistencia del aislamiento varia en función con el calibre de los conductores y son normales los siguientes valores mínimos:

Calibre del Conductor	Resistencia en Meghoms.
No. 12 o menor	1.000
No. 10 a No. 8	0.250
No. 6 a No. 2	0.100
No. 1/0 a No. 4/0	0.050
No. 250 MCM a 750 MCM	0.025

También es importante la prueba de continuidad de tierras de todo el sistema de tuberías.

Trámites

En general los trámites necesarios para la operación de una instalación eléctrica son:

La autorización del proyecto por la Dirección General de Electricidad de la Secretaría de Industria y Comercio, que requiere la presentación de planos de la misma, debidamente firmados por un perito responsable ante la mencionada Dirección, así como el pago de un determinado impuesto, y la Inspección final de la misma dependencia, que debe hacerse con un mínimo del 90% de la instalación ya construída, y que origina la expedición de un Certificado con el cual se celebra Contrato con la Compañía de Luz para la conexión de la instalación.

ING. IGNACIO O. GONZALEZ C.

C I M B R A S.

Debido a la plasticidad del concreto, es necesario construir moldes o formas para confinarlo mientras adquiere la resistencia suficiente para autoportarse.

A estos moldes se les da el nombre de cimbras.

Las cimbras deben satisfacer dos requisitos básicos;

- a).- Resistir el empuje del concreto, ya sea vertical o horizontal.
- b).- Mantener y dar forma final al concreto.

I).- Tipos de Cimbras:

Las cimbras se pueden clasificar según el material de que estén hechas. Los materiales más usados son madera, acero, fibra de vidrio y cartón comprimido.

Frecuentemente se usan combinaciones de estos materiales, especialmente cuando se usa obra falsa, para cimbras de losas o elementos estructurales con cierta altura con respecto al punto de apoyo.

a).- Cimbras de Madera:

Las cimbras de madera se constuyen con duela o triplay según el acabado que se desee obtener.

Las cimbras de madera pueden dar al concreto una superficie "común" o "aparente", según sea la calidad de la madera en cuanto a textura y uniformidad se refiere.

La cimbra común es aquella en que la superficie de contacto con el concreto presenta unta no uniformes, con el fin de no encarecer la mano de Obra y que será recubierta con algún otro acabado o no quedará visible en lugares donde se requiera más presentación.

La cimbra común además de ser más económica en mano de obra, es más económica en material porque es posible usar más veces la misma madera.

La cimbra aparente puede hacerse con triplay con duela machihembrada pulida. Algunas veces se pinta la madera con algún producto químico que la hace más resistente y tapa los poros haciendola más durable.

Para las obra falsas se usa también madera cuando no hay demasiada altura ya que para alturas considerables se necesita reforzar mucho y se encarece demasiado.

La madera se suele medir en la unidad llamada pie-Tablón que es el volúmen correspondiente a la madera que mida 1"x1'x1'.

La Cimbra más usada para estructuras con elementos de diferentes secciones es la madera. Ya que es la que se adapta más facilmente a los diferentes elementos, reduciendo más los desperdicios y aprovechándose mas veces.

#### b).- Ambras de Metal.

Las cimbras de metal se constuyen generalmente con lámina en la superficie de contacto, reforzada con un bastidor hecho con ángulo, solera o te de fierro.

Estas cimbras son aplicables para estructuras con elemen--

tos respectivos o para elementos prefabricados en donde se les pueda dar todos los usos necesarios para amortizarla representa además el problema del piso y de su imposibilidad de -- ajuste, por lo que tiene que fabricarse en módulos exáctos.

Tiene el metal la propiedad de dejar una superficie tersa y uniforme en la superficie del concreto, por lo que en algunos cosas se utiliza para cimbra aprente.

Otra ventaja es su resistencia y durabilidad, economizando mano de obra.

La cimbra de metal la mayoría de las veces se usa en combinación con la madera, ya sea que se use bastidor de madera -- y forro de metal o viceversa.

Un empleo muy útil del metal es en obras falsas, en donde los módulos uniformes son fácilmente adaptables a las cimbras -- simplificando la mano de obra de montaje y ahorrando material, ya que siendo más fuerte que la madera ofrece más seguridad -- con menos elementos.

Las obra falsas de metal varían según la potente del fabricante, teniendo todas ciertas ventajas que deben analizarse con detenimiento para cada caso.

Una de las ventajas más importantes de las obra falsas -- metálicas es que su construcción permite moverlas de un lugar -- en que se usa al siguiente sin desarmarla parcial o totalmente.

Los do tipos más conocidos de éstas cimbras son andamios tubulares DImine , a base de tubos y juntas octagonales, que se

presta para hacer las obras falsas más complicada y elaboradas y,

Andamios Atlas, a base de marcos sujetos a base de crucetas, coples, y seguros, muy útiles en obras falsas sencillas y uniformes.

c) .-Fibra de Vidrio:

Las fibra de vidrio se usa para recubrir cimbras de madera, - aumentando así muchas veces el número de usos, Este sistema - economiza la mano de obra para el habilitado de la cimbra, así como la madera empleada, pero requiere una atención especial- para no maltratarla.

Otro empleo de la fibra de vidrio es el de las cajas modulares para losas reticulares que permiten retirarlas después- de usarlas aligerando las losas. También se usa fibra de vidrio en cimbras para elementos prefabricados aunque actualmente la- fibra de vidrio no se usa en más variedad de aplicaciones, es- seguro que en el futuro se empleará por sus ventajas del poco- peso y facilidad de colocación.

d) .-Cartón:

Las cimbras de cartón tienen su mayor aplicación en los llama- dos sontubos, que son tubos de cartón comprimido muy usados pa- ra aligerar elementos estructurales, o como cimbra de pequeñas- columnas circulares.

Las ventajas mas importantes de esta cimbra son su poco- peso y su impermeabilidad.

## II.- CONSIDERACIONES SOBRE FACTOR DE SEGURIDAD.

El diseño de cimbras para concreto y otras estructuras temporales de madera se hace con los mismos criterios básicos que las construcciones ordinarias. Desde el punto de vista práctico, existen numerosas situaciones que con frecuencia se presentan en cimbras, u que rara vez se presentan en los edificios. A estas situaciones se les da muy poco énfasis en los libros de texto y en los artículos sobre diseño estructural. El diseño de la cimbra no está sujeto a reglamentos de las construcciones especiales, y los proyectistas de cimbras generalmente no son ingenieros estructuristas prácticos.

Se dice que la cimbra no se diseña, sino que únicamente se construye.

Las estructuras permanentes de madera generalmente se construye una sola vez, y se diseñan para el propietario por ingenieros estructuristas. El propósito fundamental de un edificio es proporcionar un espacio cerrado para otros fines, y las consideraciones primarias son permanencia y seguridad.

La cimbra es una herramienta diseñada principalmente para lograr economía. Como el material se usa repetidamente, el costo de la mano de obra es importante; para reducir este costo, pueden sacrificarse la permanencia y la seguridad. El diseño se hace por superintendentes, carpinteros, o ingenieros prácticos en estimación y control de costo más que estructurista teóricos. Para reducir el costo de la mano de obras, debe disminuirse el número de piezas y de conexiones. El tamaño mínimo de

los miembros se puede determinar por la facilidad de montaje o por el tamaño del material disponible. El ingeniero no vacila en incrementar arbitrariamente el tamaño de los miembros, pero considera todas las alternativas antes de incrementar el número de conexiones.

El diseño de la cimbra ha sido empírico y las estructuras de uso común se hacen aceptables desde un punto de vista ingenieril después de varios años de uso. Existen numerosas fallas -- de cimbras cada año, y estas fallas para vez las explican - -- públicamente los ingenieros proyectistas. La investigación en -- los últimos 30 años es aplicable a los métodos de fallas comunes de cimbra; los criterios de diseño, antiguamente inexistentes, se están desarrollando actualmente. El ingeniero estructu-- rista y el ingeniero constructor se han llegado a antender, Esto ayuda a reducir los costos, reducir accidentes, y evitar - -- responsabilidades legales. El diseño de otras estructuras tempo rales de madera tales como andamiso, rampas y puentes están -- gobernados por estas mismas consideraciones. En junio de 1957, -- los resultados de un cuestionario eviado a contratistas indi -- caron que la responsabilidad para cimbra descansa en un 17 por ciento de las veces en los obreros, un 40 por ciento en el su -- perintendente y un 13 por ciento en los representantes del -- propietario. Aproximadamente el 50 por ciento de la cimbra se -- diseña en la oficina del contratista más que en la obra; el -- 56 por ciento de los ingenieros y arquitectos jamás revisan el diseño de la cimbra; 31 25 por ciento ocasionalmente lo revisa

como una práctica común. Los ingenieros supervisores aprobaron las secuencias de colocación y apuntalamiento en un 84 por ciento de las veces, ochenta y ocho por ciento de los contratistas -- contestaron que las especificaciones deberían confinarse a los -- productos elaborados en lugar de los métodos; ocho por ciento -- tuvieron fallas importante en la cimbra.

El libro de Wynn Diseño y Construcción de Cimbras<sup>2</sup> publicado en 1926. Igual que los libros ingleses de Austin<sup>3</sup> y Richardson<sup>4</sup>, se enfatiza en los detalles excluyendo casi totalmente el diseño ingenieril. En América, el libro reciente de Peurifoy Cimbras para Estructuras de Concreto<sup>5</sup> contiene algunos cálculos de diseño, pero principalmente es una publicación comercial; el libro de Hurd Cimbras para concreto<sup>6</sup> que es un informe del Comité ACI, está muy ilustrado pero carece tanto de datos básicos de diseño como de detalles. Todos estos libros simplifican el diseño estructural y están dirigidos a personas que no sean ingenieros.

Existen muchos folletos y guías para el espaciamiento y tamaño de los miembros publicados por los proveedores. Ya que estas -- guías son para detalles típicos y con frecuencia tienen pequeños datos de hipótesis de diseño, los diseños generalmente son conservadores; el libro Datos Técnicos<sup>7</sup> de Richmond Screw Anchor Company, publicado en 1966, tienen datos completos de la derivación de las tablas. Las publicaciones comerciales han impreso numerosos artículos, casi totalmente sobre detalles y ensamble de cimbras, mientras que las revistas profesionales han publicado artículos técnicos sobre diseño en madera con relación a estructuras permanentes.

## CONSIDERACIONES ESPECIALES DE LA CIMBRA

Las situaciones especiales de diseño en contradas en cimbras que con frecuencia difieren de las encontradas en el diseño de edificios, incluyen:

1. Determinación de la cantidad y duración de la carga. Las condiciones de carga son datos "dados" para estructuras permanentes, disponibles tanto en reglamentos de las construcciones como en publicaciones profesionales que definen una buena práctica. El ingeniero no puede reducir estas cargas de diseño, y para vez bajo circunstancias especiales necesita aumentarlas. El proyectista de la cimbra debe decidir cuáles serán sus cargas de trabajo.

2.- Fuerza cortante horizontal. Las estructuras permanentes requieren claros máximos, generalmente de la longitud total de la pieza; estos claros se requieren para algún propósito, como en edificios, o son económicos debido al alto costo de columnas y apoyos, como en puentes. La cimbra para edificios no tiene tal limitación, y los claros económicos son tan cortos que los esfuerzos horizontales cortantes son altos; el esfuerzo de trabajo máximo permisible en esta dirección con frecuencia determina el tamaño del miembro.

3.- Condiciones de la madera. La cimbra generalmente no se protege del intemperismo, y con frecuencia se emplea madera verde. La reducción del esfuerzo por estas consideraciones puede ser factor determinante en el diseño.

4.- La deflexión, que en la cimbra depende de la deflexión permisible de la superficie de concreto más que del claro de los miembros

individuales como ocurre en los edificios.

5.-Continuidad de la estructura.La forma usual de la madera es una losa continua en dos o cuatro direcciones apoyada en vigas continuas sobre trabes continuas.Los claros cortos provocan que la estructura sea comparativamente inelástica, comparado con el acero estructural, y el espaciamiento de los miembros es con frecuencia irregular.La alta probabilidad de falla aceptada de miembros individuales provoca una falla progresiva de ocurrencia bien conocida.

6.-Influencia del cliente.Los ingenieros forman una profesión de servicio y en el análisis final proporcionan al cliente lo que éste requiere.Los clientes de edificios convencionales ejercen su influencia hacia la seguridad total, y pocas estructuras se cargan hasta la carga de diseño.El cliente de cimbras comprende la posibilidad de falla y aceptará un diseño con una posibilidad apreciable de falla calculada.Además tiene experiencias en construcciones y es capaz de hacer su propio diseño.El ingeniero experimentado solamente en diseño de estructuras permanentes debe por consiguiente modificar su criterio.

#### MAGNITUD Y DURACION DE LA CARGA.

La carga de trabajo es la estimación del ingeniero de la carga real que actuará en la estructura.El ingeniero generalmente no tiene control de esa carga.Sin embargo,el ingeniero de la cimbra puede especificar condiciones de carga,ya que puede establecer la temperatura y velocidad de colocación del concre-

to por usarse y por donde deberán pasar, el peso que actúa sobre una losa apoyada y el tamaño de los transportadores de concreto. Sabe si pueden presentarse cargas asimétricas, y conoce la carga de concreto, al menos en las losas, con mucha precisión. Por muy toscas que sean sus estimaciones, son más precisas en comparación con las estimaciones correspondientes a las cargas en estructuras permanentes. Las fallas de cimbra son mucho más comunes que las fallas de edificios, no porque las cimbras estén mal diseñadas, sino porque pocos edificios realmente se cargan a su capacidad de diseño mientras que la cimbra se carga casi a su capacidad en cada momento.

El hecho de que la madera puede soportar una carga más grande durante un tiempo corto que durante períodos largos permite un incremento en los esfuerzos de trabajo para períodos cortos. Este incremento se ilustra en la fig. 1 tomando de la Esta gráfica se derivó de un trabajo del Laboratorio de Productos Forestales.<sup>9</sup> Como se muestra, la resistencia de cimbras de madera disminuye en 15 por ciento durante el primer minuto de colado y disminuye otro 13 por ciento en la hora siguiente. La velocidad de fraguado del concreto probablemente será menor de 15 por ciento en un minuto y mayor de 23 por ciento en una hora, pero esto depende la dirección de la presión. La presión en las cimbras para muros disminuirá tan pronto como se retire el vibrador. La presión en cimbras para losas permanecerá hasta que el aceo se adhiera, o en algunos casos hasta que el concreto desarrolle su resistencia a la tensión. Es necesario un pequeño fraguado del concreto para aliviar la

//

presión sobre la cimbra, ya que el claro de la cimbra es casi - una fracción pequeña del claro de la cimbra es de diseño de losa.

En cimbras para muros, por consiguiente, es razonable incrementar el esfuerzo de trabajo de 60 por ciento a 70 por ciento. En cimbras para losas, se justifica un incremento de 35 a 50 por ciento excepto para puntales que pueden estar cargados durante días o semanas; se sugiere un 25 por ciento.

La Fig. 1, parece haber sido publicada por L.W Wood en 1947, en una forma ligeramente diferente. Se tomó de esta fuente para el "Manual de Madera" en 1965 Wood también fue autor del informe anterior.

La precisión de los esfuerzos de trabajo obtenida por este método no es grande, ya que la madera por sí misma es un material variable. El factor de seguridad en relación a su resistencia máxima es de 2.5 a 3.0, pero los ensayos realizados durante el período de uso real son generalmente imprácticos. La variación de los esfuerzos de trabajo por el juicio personal se ilustra ampliamente por el incremento de 20 por ciento en los esfuerzos de trabajo que se aplicaron durante la Segunda Guerra Mundial como una medida de conservación, del cual el 10 por ciento corresponde a los esfuerzos de flexión y cortante. Johnson establece que una madera de cada 100 tiene un factor de seguridad tan bajo como 1.25 La variación en la resistencia se supone que es casual y por consiguiente sigue la ley de las probabilidades; el coeficiente de variación (desviación estándar dividido entre-

el valor promedio, por ciento), varía desde 14 por ciento a 24 por ciento para los tipos usuales de esfuerzos, siendo diferentes en cada tipo.

Los ensayos para períodos de tiempo variable, en los cuales se basa la fig. 1, muestran estas variaciones y las variaciones debidas al período de carga. Para el mismo período de tiempo, -- para una docena de muestras, existió una sola falla a 75 por ciento del valor calculado. Las variaciones por el tiempo son -- aún mayores. Con una carga de 12 por ciento por encima de la -- carga de falla promedio en 15 muestras, la falla ocurrió desde 5 horas hasta un año.

Los esfuerzos de trabajo para cimbra en las referencias citadas aparentemente incluyen un incremento para un período corte de carga, pero con frecuencia no se establece el tiempo usado.

Los "Datos Técnico" usan cargas normales para cimbra pesada y un incremento de 25 por ciento para otras obras.

Las cargas vivas de los trabajadores y del equipo tanto verticalles como horizontales, están especificadas en las recomendaciones de Peurifoy y en las del ACI. Estas cargas varían con el tipo de equipo usado, y se requiere un buen juicio en la selección de -- la carga viva.

CIMBRA PARA LA CONSTRUCCION DE LOSAS EN EDIFICIOS DE VARIOS NIVELES.-

Las losas de concreto que soportan varios pisos están sujetas a esfuerzos de magnitud desconocida. En general, cuando se está colando una losa, ésta se apoya en dos o más pisos inferiores; los-

pisos inferiores no estarán igualmente cargados; la distribución de la carga depende del cambio en la deflexión de las losas después de que se colocan los puntales, y de la clasificación relativa de los pisos de apoyo. No se encontró información sobre estas cargas en libros de texto relativos a cimbras.

Un análisis realizado por Grundy y Kabaila demuestra que la carga de apuntalamiento puede ser más del doble del peso de un piso. De acuerdo a sus hipótesis (que no incluyen deflexión de los puntales), la carga máxima sobre un piso es la misma independientemente de pisos apuntalados al mismo tiempo. La carga sobre un piso para un apartamento diseñado para  $660 \text{ kg/m}^2$  puede ser tan alta como  $1200 \text{ kg/m}^2$ . El razonamiento de Grundy y Kabaila se discute por el autor en las referencias 16 y 17.

La división de Investigaciones de la Construcción en Australia continúa estudios de este tipo de cargas.

El análisis es muy largo para repetirse en este artículo. Su importancia es mayor por cierto número de fallas inexplicables tanto en cimbras como en estructuras de concreto tal como la falla del edificio Consumers Power en Jackson, Michigan, en 1965.

Se supone que los puntales reducen este daño, pero si se colocan muy esbeltos, pueden incrementar la carga en las losas inferiores y también sobrecargar los puntales.

Las fallas de pisos de edificios residenciales y de oficinas en proceso de construcción indican que la falla es más probable bajo cargas en las cimbras que bajo cargas permanentes, y por consiguiente tales edificios no se diseñan para las cargas máximas que soportarían. Las recomendaciones para cimbras del ACI consideran --

ese tipo de falla y especifican que las cimbras para pisos múltiples deberán calcularse para que las estructuras de concreto no soporten más que su carga de diseño.

El esfuerzo cortante horizontal con frecuencia se supone 50 por ciento mayor que el esfuerzo cortante vertical promedio en la misma sección. Sobre la base de esta hipótesis, se calcularon los esfuerzos cortantes horizontales permisibles en ensayos de vigas.

Para vigas de las proporciones usadas en los ensayos esta hipótesis es correcta, los resultados posteriores publicados por J. A. Newlin.

Mostraron que el cortante horizontal es mucho menor que el supuesto previamente, particularmente cuando existe una carga concentrada cerca del apoyo. La ecuación de Newlin, que se adoptó posteriormente en las especificaciones Nacionales de Diseño, es:

$$V' = \frac{0.5P(1-x)\left[\frac{x}{h}\right]^2}{1 + \left[\frac{x}{h}\right]^2}$$

en la cual H=peralte de la viga, en cm; l= claro, en cm; P= carga concentrada en kg; V' = fuerza cortante, en kg; y x=distancia en cm, desde la reacción hasta la carga/.

La l se trazó con varios resultados de ensayos de tal forma que la relación cortante a carga se puede leer directamente. Para una viga coarta de seis veces el peralte... (5x15x35 cm de claro) el cortante máximo bajo una carga concentrada que puede estar en cualquier punto de viga (como largueros sobre una trabe-

con puntales de bajo colocados a intervalos aproximados en vez de medidos) tiene un valor de la mitad de la carga. La Ec.1, que tiene su principal empleo en el caso de cargas -- móviles, se aplica igualmente para cimbra cuando la carga -- es fija, pero en un cierto lugar. Por estática, el cortante -- máximo tiene el mismo valor que la carga para el caso de que la carga se encuentre inmediatamente después del apoyo.

Los ensayos originales del Laboratorio de Productos Forestales se hicieron en vigas de madera, construidas de tal forma que se simulaba la comprobación a diferentes peraltes. No se informó de ninguna diferencia en la resistencia debida a diferencias en peraltes en estas comprobaciones simuladas. - -

La Ec.1 SE APLICA A VIGAS RECTANGULARES de maderas, que no --- sean laminadas, de acuerdo con Gere. Buesto que el incremento de resistencia de una viga se debe, en parte, a la acción de la viga en dos mitades separadas (acción de dos vigas), y una hipótesis de partida es la referente a la relación de rigideces, una viga sólida. Más aún, la restricción de una fórmula a vigas revisadas eleva las dificultades prácticas ya que se requeriría inspección de cada viga antes de diseñarse, y se requeriría una determinación cuantitativa de ¿que tan revisada está una viga revisada?, y ¿se comprobará antes de que se cargue?.

La ecuación de Newlin (Ec. 1), cuando se integra para carga uniforme expresa que en la determinación del cortante en los extremos de las vigas, el claro se puede tomar como el claro de cortante menos dos veces el peralte de la viga. Las disposiciones de la NDS para determinar la fuerza cortante horizontal suponen

que es un procedimiento de revisión y no de diseño.

Los esfuerzos unitarios altos permitidos con la Ec.1 se aplican a todos los casos en que ocurren cortante máximos en un punto como una carga concentrada cerca de un apoyo o con una carga uniforme. Esto es cierto porque la Ec.1 se puede aplicar a tales casos, y será menos conservadora que el método antiguo de usar 50 por ciento del cortante vertical promedio.

Es razonable que la reducción de cortante obtenida con esta fórmula debe aplicarse proporcionalmente al cortante en vigas continuas; esto es, que  $V'/V$ , donde  $V$  es el cortante estático del diagrama de cortantes, es el mismo para una viga continua que para una viga simplemente apoyada del mismo claro y peralte. Como la Ec.1 se apoya en una constante empírica asociada con la deflexión de la viga,  $V'/V$  variará sin duda alguna. La relación probablemente es susceptible de un análisis matemático, pero se requerirá la misma constante u otra, también determinada experimentalmente. En cualquier caso, para usar la Ec.1 en el diseño de cimbras, se deberá adaptar en alguna forma para aplicarla a vigas continuas.

Las especificaciones Nacionales de Diseño definen la madera húmeda está por arriba de la saturación de las fibras, "como cuando se sumerge continuamente". No deberá esperarse que la cimbrado de madera permanezca cerca cuando se exponga al intemperismo.

La madera húmeda resiste dos terceras partes de su valor normal en compresión perpendicular al grano, y 90 por ciento paralelo al grano.

La compresión perpendicular al grano es crítica en ocasiones - particularmente en cuñas de tirantes de acero apoyadas en lagueros, pero pequeñas deflexiones por aplastamiento no son --- críticas y generalmente no son progresivas. La falla en compresión con frecuencia requiere que el miembro también falle por cortante flexionándose bastante y la resistencia al cortante no está afectada por la humedad. Las guías para cimbras generalmente desprecian el aplastamiento. Por estas razones no se recomienda una reducción en la resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión paralela al grano rara vez es -- crítica en el diseño de cimbras, o en cualquier otro empleo. La reducción en el módulo de elasticidad afecta la resistencia -- calculada de los puntales. Debido a que existen excéntricas conocidas en los puntales por el pandeo después de uno o dos -- usos, y a la tendencia a la falla de puntales altos, se recomienda usar el valor bajo de E requerido para condiciones húmedas - por NDS. Esto generalmente no provoca costos elevados para apuntalar un piso, ya que los tamaños de la madera y los claros --- cortos de las vigas reducen los esfuerzos unitarios en los puntales por debajo del esfuerzo de trabajo.

La madera verde, usada con más frecuencia en cimbras que en edificios, requiere una reducción en la capacidad de los pernos -- para ligarse de 40 por ciento de los valores normales, si la madera se acondiciona para el servicio, en traslapes de más de una fila de pernos, de acuerdo con NDS. Dos hileras de pernos son -- por consiguiente más débiles que una. Puesto que la cimbra no se

coloca el tiempo suficiente para que madure (lo que provoca agrietamiento en los agujeros de los pernos), no existe objeción alguna para usar una doble fila de pernos usando valores totales de la capacidad de carga de los pernos.

#### DEFLEXION.-

Se exederá cualquier limitación razonable en la deflexión antes de que la madera alcance el esfuerzo de falla. Esto debe a que la deflexión se calcula ralmente como un valor probable y no como un valor de seguridad; no existe un factor de seguridad en el cálculo de deflexiones. Las deflexiones son por consiguiente muy grandes cuando los miembros se subdiseñan, aun cuando no pueda ocurrir falla estructural. Una pieza de 60 por 5 por 10 cm se puede flexionar 19 mm sin fallar.

Los "Datos Técnicos", así como peurivoy, restringen la deflexión a 1/270 del claro del miembro; Hurd recomienda 1/360 del claro. Las autoridades difieren en lo que respecta a la deflexión total y pueden no dar información. La norma ACI sobre cimbras recomienda sólo la variación total para la estructura terminada; para losas, se permite una deflexión de 6.3 mm en 3 m.

La limitación de 1/270 del claro permitirá una deflexión de 11.4 mm. en 3 m si la cimbra se apoya a intervalos de 3 m en cada sentido, como en cubiertas para puentes o algunas otras estructuras elevadas. Cuando se colocan los puntales a espaciamientos de 0.9x1.2 m, que son muy comunes en las construcciones, de deflexión total se limita a 84/270 u 3.5 mm. la Deflexión total de la cimbra está regida por el espaciamiento de los soportes en ambas direcciones; la

longitud total de los miembros que se flexionan es la suma del espaciamiento en cada sentido, Esto es, las vigas se flexionarán entre los puntales, y la cimbra se flexionará entre las vigas; estas deflexiones son acumulativas. Pero si un espacio de  $0.9 \times 1.2M$  se deflexiona  $3.5 \text{ mm}$  la deflexión a la largo de una diagonal, desde el punto más bajo de la parte inferior de concreto hasta el punto más alto donde se localiza el puntal, es esta misma cantidad correspondiente a  $1.5 \text{ M}$ . Esto es una deflexión obvia, particularmente para cielos rasos expuestos.

El uso de la limitación de  $1/270$  del claro, sin embargo, no resulta en tales deflexiones. Los tamaños de la madera generalmente no permiten que se usen los tamaños y espaciamientos máximos particularmente en ambas direcciones al mismo tiempo. La carga supuesta en cimbras para losas incluye carga viva del equipo cuando el concreto fragua; solamente la carga muerta provoca deflexión permanente.

Las tolerancias en las deflexiones deben determinarse para la clase de trabajo que se construya y para cada crujía de la cimbra. La deflexión real puede entonces calcularse a partir de la estructura seleccionada. Si la deflexión es demasiado grande, a partir de los cálculos se puede observar qué miembro tiene la deflexión más grande y, por consiguiente, donde debe rigidizarse la estructura. La carga real en cada miembro no su carga de seguridad, es la usada para este cálculo. Para el cálculo de las deflexiones de cimbras para paredes, se puede suponer una carga arbitraria, por ejemplo  $500 \text{ kg/m}^2$ , entonces la carga per

misible en la cimbra aumenta o disminuye directamente proporcional a la deflexión obtenida. Por ejemplo, si la cimbra se deflexiona 3 mm con una carga de 500 kg/m<sup>2</sup> y se permiten 6 mm entonces la presión permisible del concreto es de 1 000 kg/m<sup>2</sup> y la temperatura y velocidad de colado deberán ajustarse a la correspondiente a la una cantidad no mayor que esta presión.

#### CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA.-

La cimbra se fabrica con vigas continuas perpendiculares entre si, generalmente con cierto grado de rigidez en los apoyos, y con miembros soportante tales que la cimbra propiamente dicha y las vigas (o puntales en cimbras para paredes) son vigas continuas en apoyos flexibles. A pesar de que todas estas situaciones se pueden analizar teóricamente, existen pocas cimbras de un mismo tipo para que tal análisis sea económico. Se supone generalmente una viga continua en apoyos rígidos sin empotramiento. La viga puede estar sobre dos, tres o más apoyos; se emplea para la primera situación  $0.125 w l^2$  y  $0.10 w l^2$  para la segunda.

Se hacen hipótesis similares para la deflexión, ya sea deflexión en una viga simplemente apoyada o deflexión en el último claro de una viga continua. Estas hipótesis son conservadoras.

El fondo de las cimbras para muros se sujeta a la cimentación, pero esta liga generalmente se ignora. El momento en los puntales de cimbras para muros se reduce considerablemente al colgar los extremos de los largueros (extremos en voladizo), lo cual puede reducir el momento de  $0.10 w l^2$  a  $0.0825 w l^2$ , pero esto tam

bien se ignora.

La cimbra se contuye con un cierto grado de rigiez, por ejemplo clavando láminas de triplay a los montantes en la construcción de tableros, pero la acción combinada de tales miembros se desperdicia, así como la acción en dos direcciones de la madera misma. Si una obra es grande y el diseño está cerca de la falta cuando se omite un miembro, deberá hacerse un c culo real de los esfuerzos.

También son necesarios métodos indeterminados para determinar los efectos de una falla de un puntal o de la liga en una pared o ambas ocurrencias. Si tal puntal o liga est  en la parte central de una estructura continua, el momento máximo en la viga continua o larguero se incrementará en la relación de aproximadamente 2.9 y la carga en los apoyos adyacentes, puntales o tirantes, se incrementará en aproximadamente 70 por ciento. Este incremento en el momento es aproximadamente el mismo que el factor seguridad, que indica una probabilidad de 50 por ciento de falla progresiva después de que falle un puntal. Si falla el puntal extremo, el incremento en el momento es el quíntuple del siguiente puntal.

Sin embargo, la probabilidad de que se propague tal falla se reduce considerablemente, debido a la continuidad de la estructura en dirección perpendicular al miembro fallado.

#### CONCLUSIONES.-

El diseño ingenierril de la cimbra para concreto se justifica en muchos casos y, en algunos otros, es esencial. Para hacer un diseño que tiene aplicación particular a cimbras, pero que son menos

importantes para otros tipos de diseño estructural en madera. Si se hace un diseño descuidado y "seguro", el equipo de campo perderá confianza al proyectista y puede rechazar sus requerimientos. Para trabajos posteriores, el diseño y detalles de la cimbra deben estar muy coordinados entre el ingeniero y el superintendente de la obra. Puesto que el costo, la confiabilidad y el valor de la cimbra son de mucha importancia, casi tan importantes como otros aspectos de diseño de una estructura de concreto, se justifica un diseño cuidadoso.

### III.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.-

Los procedimientos, constructivos de la cimbra son muy varia dos y dependen de las condiciones de la obra. Se han ideado numerosos procedimientos de los cuales las más usados son los siguientes

a).- Cimbras tradicionales para edificios.

La cimbra tradicional para losas de edificios consiste en -- una obra falsa que sostiene el forro o cimbra de contacto que directamente recibe al concreto.

La cimbra se coloca en el primer nivel o con el primer tramo armado con obra falsa y el forro, armando el acero de refuerzo, se coloca el concreto y se deja fraguar el tiempo requerido. Una vez que el concreto alcanza la resistencia para descimbrar, se desarma la cimbra completamente y se cambia al siguiente nivel. Este procedimiento es lento, pero no requiere equipo especial ni mano de obra muy especializada, por lo que es usado con frecuencia sobretudo en obras pequeñas. Para agilizar el armado de la cimbra se utiliza la obra falsa con

andamios metálicos o tubos, que nos permiten cambiar la cimbra a su siguiente etapa sin necesidad de desarmarla parcial o totalmente. Este sistema es especialmente útil para estructuras de gran extensión horizontal.

Quando los edificios se contruyen con losas aligeradas, se usan mucho acatualmente los casetones de fibra de vidrio, que se retiran después de colada la losa, aligerandola mucho.

Con pequeñas variaciones, es este el sistema empleado en la construcción de edificios.

## 2).- Cimbra deslizante:

La cimbra deslizante es una cimbra, que como se nombra lo indica, se desliza durante el colado, estableciendo un ciclo de tiempo en el que en la parte inicial de la cimbra, o sea por donde se vierte el concreto, éste está en su estado menos sólido, al deslizar la cimbra por este concreto lo forma y tarda el tiempo suficiente para que cuando la cimbra pasa totalmente, el concreto ha fraguado y puede mantenerse por sí mismo.

Este sistema es muy usado en la construcción de túneles, si los canales, y todo tipo de estructuras que tengan elementos similares. Esta cimbra es posible usarla aún cuando los muros de concreto cambien de sección, siempre y cuando los cambios no sean muy frecuentes.

El movimiento de la cimbra se logra mediante el empleo de "gatos" que le dan un movimiento uniforme y regulable. La cimbra en sí es un forro o cimbra de contacto con un bastidor calculado para soportar la cimbra, el concreto y las pasarelas necesarias para el movimiento del personal.

Existen otros tipos de cimbras similares a la deslizante pero que el movimiento lo hacen despegando la superficie de contacto usando un solo juego o varios, que pasan entre la cimbra que está colocada, hacia el siguiente tramo.

### 3) Otros procedimientos:

Combinado los dos procedimientos anteriores y las materiales de que pueden hacerse la cimbra se han ideado procedimientos constructivos que simplifican la mano de obra y hacen más durables las cimbras.

Un sistema muy práctico para ciertos elementos es el que combina la madera con bastidores metálicos que se unen con piezas especiales evitando traspasar los elementos y ahorrando mano de obra.

Recubrir con fibra de vidrio la cimbra de madera incrementa sus usos de 5 a 10 veces.

En este estudio no es posible mencionar todos los sistemas que existen, tomando en cuenta que se han ideado cimbras muy similares unas a otras con pequeños ventajas de diferencia.

## IV.- CONSIDERACIONES ECONOMICAS.-

Las consideraciones económicas para una cimbra incluyen los tres conceptos básicos de cualquier precio unitario: Mano de Obra, Materiales y Equipo.

### a).- Mano de Obra:

Es obvio que la cimbra será más económica en cuanto a la mano de obra se refiere, mientras menos mano de Obra se utilice. Esto sucederá cuando el procedimiento empleado requiera menos trabajo para cimbrar y descimbrar, o cuando el proceso se haga menos veces

como en la cimbra deslizante.

Es necesario balancear el costo de la mano de Obra con el costo del equipo y los materiales.

B).- Materiales:

La cimbra resultará más económica mientras más usos se le den al material con que se fabrique.

El número de usos está limitado por la resistencia del material, sin embargo, una mano de obra cuidadosa y en procedimiento adecuado obtendrán óptimos resultados.

Para escoger el material adecuado para una cimbra es necesario conocer el número de usos que es posible darle, de preferencia en la misma obra, para economizar fletes, reduciendo al mínimo los cambios de sección para evitar desperdicios.

C).- EQUIPO:

El equipo que se usa debe tener recubrimientos óptimos reduciendo al mínimo los tiempos perdidos y los tiempos muertos.

La amortización será más rápida, o la renta más económica, si se utiliza más veces en un tiempo dado, el equipo.

Para lograr esto, debe elegirse un procedimiento constructivo ágil.

Uno de los puntos donde puede ahorrarse tiempo es disminuyendo el tiempo de fraguado del concreto, o sea, que alcance más pronto la resistencia necesaria para descimbrar.

Un método que da buenos resultados es el curado a vapor, que permite descimbrar dentro de los 24 horas siguientes al colado.

Lo fundamental en la economía de la cimbra es el ciclo - - -  
de colado, estendiendo si reducirlo ayuda al avance de la --  
obra, o si se utilizan los fines de semana para el fraguado-  
usado cemento de resistencia rápida.

## INGENIERIA ECONOMICA

Ing. Fausto E. Ramón C.

El Ingeniero comunmente trata con dos aspectos muy importantes en el desarrollo de sus actividades

El Medio Físico

El Medio Económico

mediante los cuales trata de llegar a un objetivo específico, la realización de un proyecto, la producción de bienes y servicios.

La función del ingeniero es la manipulación de los elementos del medio físico, para crear utilidad en un segundo medio, el Económico.

Sin embargo, comunmente la actuación del ingeniero para llegar a un estado deseado, sigue acciones y toma decisiones basadas más en la práctica, en la intuición o en propias estimaciones más que en tomar una responsabilidad más extensas e incluir factores económicos y mecanismos lógicos que conduzcan a la toma de decisiones con una mayor probabilidad de éxito.

La Ingeniería Económica y el Enfoque de Sistemas

El enfoque de la Ingeniería de Sistemas en la solución de problemas es aún más extenso, es de carácter interdisciplinario

El éxito en la solución depende de la habilidad no tan sólo de tratar con aspectos físicos, tecnológicos y económicos, sino que también incluye aspectos sociales, de comportamiento humano, políticos, climatológicos, biológicos, etc. así como las interacciones entre los propios elementos. Otro concepto fundamental que se incluye en el enfoque de sistemas son los conceptos de eficiencia y medidas del rendimiento que constituyen los mecanismos de control, mismos que permiten la coordinación de todos los componentes del sistema de manera que se logren los objetivos satisfactoriamente.

Entre las técnicas disponibles para el diseño de los mecanismos de control figuran: las técnicas de programación tales como PERT, CPM, GERT, etc. mismas que permiten la ejecución y terminación de los trabajos oportunamente, técnicas de programación lineal para la optimización y distribución de recursos; la teoría de colas para evaluar los niveles de servicio y líneas de espera, etc. Así mismo la Ingeniería Económica es otra herramienta muy potente utilizada en los mecanismos de control para la evaluación de alternativas en términos económicos de proyectos de Ingeniería.

Muy frecuentemente un mismo objetivo puede ser alcanzado por varios medios (Técnicas o caminos diferentes), cada uno de los cuales es factible desde el punto de vista técnico de Ingeniería. Desde luego que la propuesta mas deseable sería la de mínimos costos, o la de máximas utilidades o simplemente la que maximice los beneficios por peso invertido.

Así por ejemplo un puente, para satisfacer las mismas necesidades, puede ser construido con diferentes tipos de materiales (acero, concreto o madera) y por diferentes medios (mucha mano de obra o empleando maquinaria; en un mínimo plazo o en un período muy largo).

La evaluación de cada uno de los proyectos en términos de los costos y beneficios comparativos en una de las actividades más importantes en los procesos de ingeniería y un principio de los mecanismos de control para la satisfacción de las necesidades a la máxima eficiencia económica.

Obsérvese que una amplia variedad de factores pueden ser considerados en la evaluación de los costos y beneficios en los proyectos de ingeniería.

Quando una inversión es requerida, el valor del tiempo del dinero deber ser considerado .

Quando equipo y maquinaria son empleados, la depreciación es un factor muy importante.

De la misma manera pueden ser considerados otros factores tales como: vida útil, mantenimiento, mano de obra, materiales, nivel de incertidumbre, riesgos, etc.

### La Ingeniería Económica en la Toma de Decisiones

La Ingeniería Económica nos proporciona los mecanismos y las herramientas necesarias para seleccionar y tomar los cursos de acción más favorables y nos auxilia a tomar las mejo-

res decisiones que conducen a alcanzar los objetivos deseados con una mayor probabilidad de éxito.

### Conceptos Fundamentales

**Interés.** Es el dinero que se paga por el uso temporal de un capital prestado.

La renta pagada por el uso de un equipo es similar al interés pagado por el uso del capital.

En otras palabras, el interés es una cantidad de dinero pagada como resultado de un préstamo de fondos.

**Tasa de Interés.** Es la proporción entre la ganancia recibida por una inversión y la inversión misma sobre un período de tiempo, comunmente un año.

**Costo de Capital.** Es la tasa que debe pagarse por el uso del capital.

**Valor cronológico del dinero.** El dinero tiene un valor que varía en el tiempo. Esta condición debe considerarse en todo estudio económico para establecer comparaciones congruentes.

**Períodos de Interés.** Son los intervalos iguales de tiempo durante los cuales el capital está sujeto a un interés, comunmente un año.

**Tasa mínima de rendimiento.** Es el porcentaje mínimo de utilidad (después de la recuperación del capital) que de-

be aceptarse en una inversión.

La suma colocada a interés se llama Principal.

### Interés Simple - Interés Compuesto

#### Fórmulas de Interés

Tratándose de interés simple, el pago del interés en el pago de un préstamo es proporcional al tiempo durante el cual la suma del principal ha sido prestada.

El Interés puede ser determinado de la siguiente manera:

$$I = Pni$$

donde:

I = Interés ganado  
 P = Principal  
 n = Período de interés  
 i = Tasa de interés

Ejemplo: supóngase que se prestaron \$ 1,000.00 a interés simple a una tasa del 8% por un año.

al final del año, el interés deberá ser

$$I = \$ 1,000.00 (1) (0.08) = \$ 80.00$$

al final del año deberá de recuperarse el principal más el interés o sea \$ 1,080.00

Interés Compuesto cuando un préstamo se hace por un tiempo igual a varios períodos de interés, el interés debe ser pagado al final de cada período de interés.

Así por ejemplo, los pagos de un préstamo de \$ 1,000 al 8% de interés anual por un período de 4 años pueden ser calculados de la siguiente manera:

(Ejemplo de la aplicación del interés compuesto cuando el interés es pagado anualmente)

Año	Deuda al iniciar el año	Interés que debe ser pagado a fin de año	Deuda a fin de año	Cantidad que debe ser pagada a fin de año
1	\$ 1,000	\$ 80.	\$ 1,080	\$ 80
2	1,000	80.	1,080	80
3	1,000	80.	1,080	80
4	1,000	80.	1,080	1,080

Pero si se prefiere pagar la deuda al finalizar el período del préstamo (al finalizar el cuarto año), entonces la cantidad prestada será incrementada cada año por una cantidad igual al interés del saldo al finalizar cada año. En este caso, en el cual no se requiere que los intereses sean pagados cada año, se dice que el interés es compuesto.

Para los datos anteriores

Préstamo	1,000.
Interés	8% anual
Período	4 años

(Aplicación de interés compuesto cuando se requiere que el interés sea compuesto)

Año	Deuda al iniciar el año (A)	Interés que debe ser sumado al préstamo a fin de año. (B)	Deuda al finalizar el año (A + B)	Cantidad que debe ser pagada por el préstamo a fin de año
1	1,000.00	$1,000.00 \times 0.08 = 80.00$	$1000(1.08) = 1,080.00$	0.-
2	1,080.00	$1,080.00 \times 0.08 = 86.40$	$1000(1.08)^2 = 1,166.40$	0.-
3	1,166.40	$1,166.40 \times 0.08 = 93.31$	$1000(1.08)^3 = 1,259.71$	0.-
4	1,259.71	$1,259.71 \times 0.08 = 100.77$	$1000(1.08)^3 = 1,360.48$	1,360.48

Nótese que cuando el interés ganado cada año es agregado al monto del préstamo, como en el ejemplo anterior, entonces se dice que el interés es anualmente compuesto.

#### Fórmulas de Interés Compuesto

En esta sección se establecen los fundamentos matemáticos que serán en la toma de decisiones económicas en lo que se refiere a la cuantificación de los estudios económicos.

#### SIMBOLOGIA:

- i= tasa de interés por período.
- n= número de períodos de interés considerados en el estudio.
- P= principal, cantidad de dinero en el momento actual (Valor Presente).
- A= pago o ingreso, en una serie uniforme continua de n pagos (o ingresos) hechos al final de cada período de interés. (anualidad o pago anual)
- F= cantidad (futura) de dinero al final de n períodos contados a partir de la fecha actual, la cual es equivalente a P a una tasa de interés i. (Valor Futuro).

## Fórmulas para el Cálculo de los Factores de Interés Compuesto, Notación y Terminología

Desarrollo de las fórmulas para pagos simples si  $P$  es invertido a una tasa de interés  $i$ , el interés para el primer año es  $iP$  y la cantidad total al finalizar el primer año es  $P + iP = P(1+i)$ .

Año	Cantidad al iniciar el año	Interés ganado durante el año corriente	Cantidad compuesta a fin de año
1	$P$	$Pi$	$P+Pi = P(1+i)$
2	$P(1+i)$	$P(1+i)i$	$P(1+i) + P(1+i)i = P(1+i)^2$
3	$P(1+i)^2$	$P(1+i)^2i$	$P(1+i)^2 + P(1+i)^2i = P(1+i)^3$
$n$	$P(1+i)^{n-1}$	$P(1+i)^{n-1}i$	$P(1+i)^{n-1} + P(1+i)^{n-1}i = P(1+i)^n$

$$F = P(1+i)^n$$

el Factor,  $(1+i)^n$ , es conocido como "Factor de Interés Compuesto para Pagos Simples" y su Notación es  $(F/P, i, n)$ . (dado  $P$  en contar  $F$ ).

Para el caso en que se conozca  $F$  y se desee encontrar el valor presente  $P$ , de la fórmula anterior, expresamos  $P$  en función de  $F$ ,  $i$  y  $n$ .

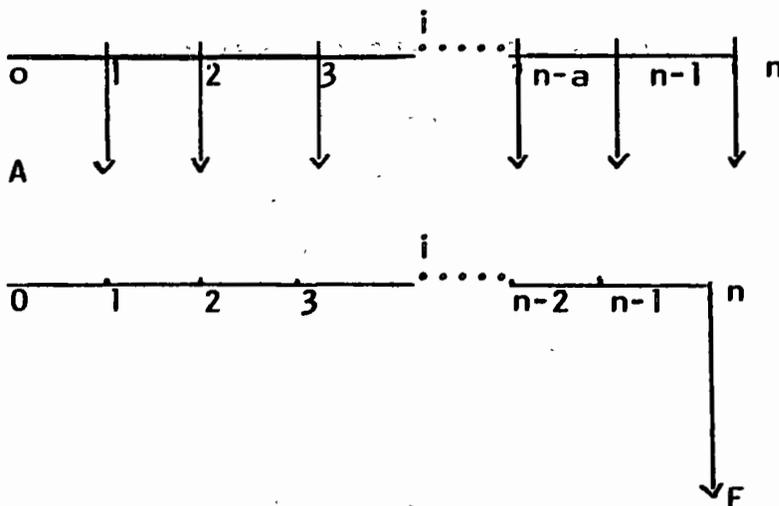
$$P = F \left[ \frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

El factor,  $\left[ \frac{1}{(1+i)^n} \right]$ , es denominado "Factor de Valor presente para pago simple" y su notación es  $(P/F, i, n)$ .

Factor de interés compuesto para una serie de pagos uniformes.

Si  $A$  nos representa una serie de pagos iguales, y deseamos conocer  $F$ , la cantidad futura de dinero acumulada al final de los  $n$  períodos considerando una tasa de interés  $i$ .

$$F = A(1) + A(1+i) + \dots + A(1+i)^{n-2} + A(1+i)^{n-1}$$



simplificando la fórmula anterior se tiene

$$F = A \left[ \frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$$

El factor,  $\left[ \frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$ , se denomina "Factor de Interés compuesto para una serie de pagos uniformes" y su notación es  $(F/A, i, n)$ .

Factor de fondo de amortización. Un fondo establecido para producir una cantidad deseada al final de un período de tiempo dado, por medio de una serie de pagos uniformes durante el período se denomina fondo de amortización.

Se desea tener una cantidad de dinero  $F$  al final de un período de tiempo ( $n$  años) ¿Qué fondo de amortización  $A$  debe ser establecido?

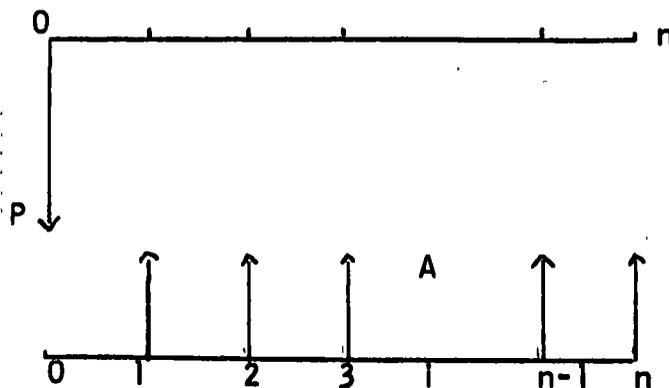
De la fórmula anterior, podemos expresar  $A$  en términos de  $F, i$  y  $n$ .

$$A = F \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

El factor ,  $\left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$  , se denomina "Factor de fondo de amortización" y su notación es  $(A/F, i, n)$ .

#### Factor de Recuperación de Capital

¿Qué inversión inicial  $P$ , me asegura producir una cantidad  $A$  anual, durante un período  $n$  de años, considerándose una tasa de interés  $i$ ?



De la fórmula anterior, podemos expresar A en términos de P, i, y n, sustituyendo F por  $P(1+i)^n$ , ya que  $F = P(1+i)^n$ .

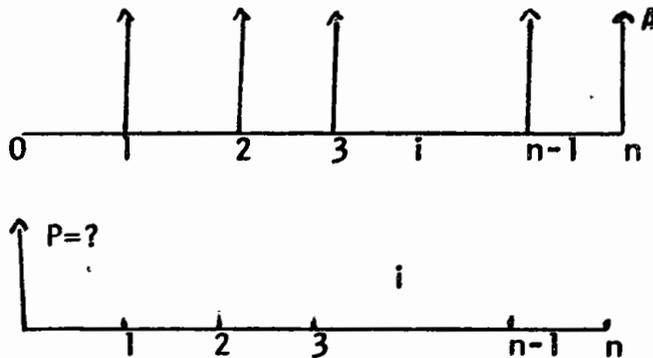
$$A = P(1+i)^n \left[ \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$A = P \left[ \frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

El factor,  $\left[ \frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$ , se denomina "Factor de recuperación de capital" y su notación es  $(A/P, i, n)$ .

Factor de Valor Presente.

¿Cuál es el Valor Presente P, de una serie uniforme A de n períodos a una tasa de interés i?.



Nótese que es el caso inverso al del factor de recuperación de Capital.

Entonces la misma fórmula puede ser resuelta para P como sigue:

$$P = A \left[ \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

El factor,  $\left[ \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$ , es conocido como "El Factor de Valor Presente" y su notación es  $\{P/A, i, n\}$ .

### Tablas de Interés Compuesto

Analizando las fórmulas de los factores, observamos que éstas se encuentran en función de dos parámetros (para una aplicación dada): la tasa de interés "i" y el número de períodos n.

Haciendo el cálculo del factor para los valores más comunes de ambos parámetros se han construido las tablas de interés compuesto. El empleo de los valores tabulados facilita en buena medida la solución de los problemas de equivalencia.

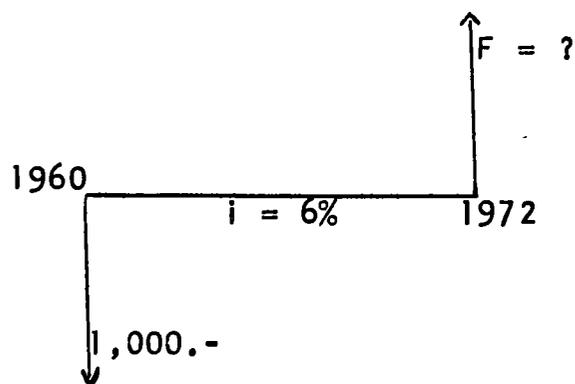
### Problemas de Interés Compuesto y Uso de las Tablas

Ejemplo 1. Si \$ 1,000 son invertidos al 6% de interés compuesto el 1° de Enero de 1960, cuanto dinero se habrá acumulado para el 1° de Enero de 1972?

Solución:

#### Datos

P = 1,000.-  
i = 6 %  
n = 12 años  
F = ?



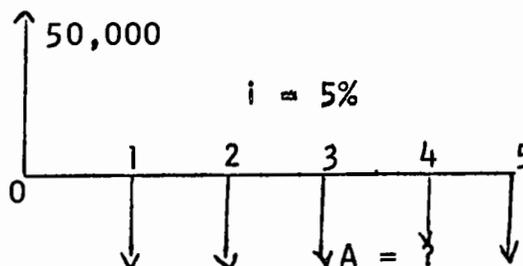
$$F = P(F/P, i, n) = 1,000 (F/P, 6\%, 12) = 1,000 (2.012) = \underline{\underline{\$ 2,012.-}}$$

Ejemplo 2. ¿Qué serie de pagos iguales es necesaria para liquidar la cantidad prestada de \$ 50,000.- en 5 años al 5 % ?

Solución:

Datos

$P = \$ 50,000.-$   
 $n = 5$  años  
 $i = 5 \%$   
 $A = ?$



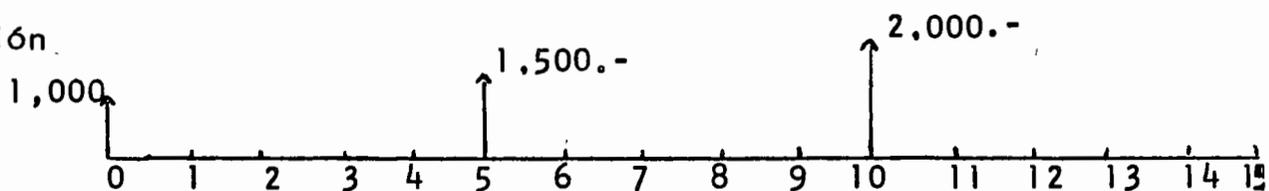
$$\begin{aligned} A &= P(A/P, 5\%, 5) \\ &= 50,000 (A/P, 5\%, 5) \\ &= 50,000 (23097) \\ &= 11,548.50 \end{aligned}$$

$$A = \$ 11,548.50$$

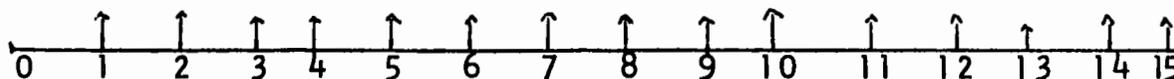
Ejemplo 3. ¿Cuál es el costo anual equivalente durante 15 años de los siguientes gastos:

\$ 1,000 ahora, 1,500 5 años después y \$ 2,000.- 10 años después si el interés es del 8%?

Solución.



$A = ?$



$i = 8\%$

Datos:

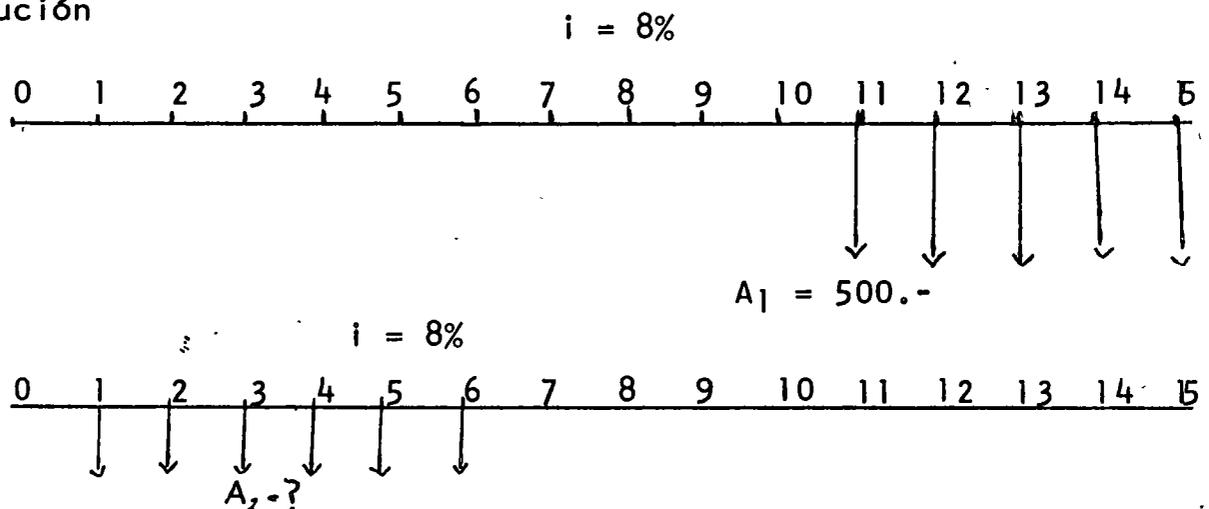
$$\begin{aligned}
 P_0 &= 1\,000.- \\
 P_5 &= 1\,500.- \\
 P_{10} &= 2\,000.- \\
 i &= 8\% \\
 n &= 15 \\
 A &= ?
 \end{aligned}$$

$$A = \left\{ 1000(P/F, 8\%, 0) + 1500(P/F, 8\%, 5) + 2000(P/F, 8\%, 10) \right\} (A/P, 8\%, 15)$$

$$A = \left\{ 1000(1000) + 1500(0.6806) + 2000(0.4632) \right\} (0.11683) = \underline{\underline{\$ 344.33}}$$

Ejemplo 4. Cuál es el costo anual equivalente sobre un período de 6 años de gastar 500.- al año durante 5 años empezando en el año 10.

## Solución

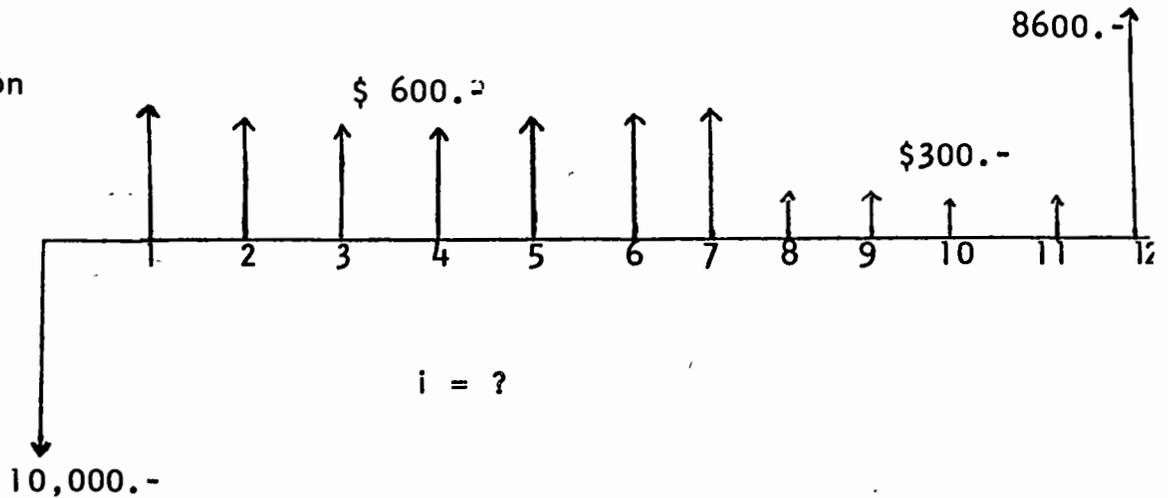


$$A_2 = 500.- (P/A_1, 8\%, 5) (P/F, 8\%, 4) (A/F, 8\%, 6)$$

$$= 500.- (0.25046) (0.7850) (0.13632) = \$$$

Problema 5. Un inversionista pagó \$ 10,000 por 10 acciones comunes hace 12 años. Recibió dividendos de \$ 60.- por acción al final de cada año durante los primeros 7 años y \$ 30.- por acción al final de cada uno de los restantes 5 años. Si acaba apenas de vender sus acciones por \$ 8,600 ¿Qué tasa de rentabilidad obtuvo de su inversión?.

Solución



$$10,000 = 600 (P/A_1, i, 7) + \left[ 8,600 + 300 (F/A_2, i, 5) \right] \times (P/F, i, 12)$$

Se resuelve por prueba y error y luego interpolando.

#### Interés Nominal e Interés Efectivo

Por simplicidad, lo expuesto hasta ahora ha considerado períodos de interés anual, sin embargo, comunmente los convenios especifican que el interés deberá ser pagado con mayor frecuencia tales como semestralmente, trimestralmente o mensualmente.

Considérese un préstamo en el cual el interés es cargado al 1% por mes. Algunas veces se dice que dicho préstamo es del 12% anual. Esta tasa puede ser descrita como una nominal 12% por año mensualmente compuesta.

Debe de reconocerse, que hay una diferencia real entre 1% por mes, mensualmente compuesta y 12% por año compuesta mensualmente. Si se piden prestados \$ 1,000.- con un interés al 1% por mes. La deuda al transcurrir 12 meses puede calcularse como sigue:

$$\begin{aligned} F &= 1,000 (F/P, 1\%, 12) \\ &= 1,000 (1,127) = \underline{1,127.-} \end{aligned}$$

Si los mismos 1000.- se pidieron prestados al 12% anual compuesta anualmente, la deuda al finalizar el año debe-  
ra ser de 1,120.- \$ 7 menos que 1,127.-

El computo mensual al 1% tiene el mismo efecto al fina-  
lizar el año que el de una tasa del 12.7% compuesto anual-  
mente. En el lenguaje de las matemáticas financieras, se  
dice que la tasa de interés efectiva es 12.7%

Del razonamiento anterior podemos deducir la siguiente ex-  
presión,

$$\text{Tasa de interés anual efectiva} = \left(1 + \frac{r}{c}\right)^c - 1$$

donde

$r$  = interés nominal

$c$  = número de períodos de interés por año

Si consideramos que podemos calcular el interés un número  
infinito de veces al año, o sea, continuamente, podemos de-  
terminar el valor límite del interés efectivo de la siguien-  
te manera:

$$\begin{aligned} \left(1 + \frac{r}{c}\right)^c - 1 &= \left[\left(1 + \frac{r}{c}\right)^{c/r}\right]^r - 1 \\ \lim_{c \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{r}{c}\right)^{c/r} &= e \\ \text{entonces } \lim_{c \rightarrow \infty} \left[\left(1 + \frac{r}{c}\right)^{c/r}\right]^r - 1 &= e^r - 1 \end{aligned}$$

Por lo tanto, cuando el interés es continuamente compuesto,  
la tasa de interés anual efectiva es igual a  $e^r - 1$ .

Como comparación, se muestra a continuación una tasa de interés nominal del 6% compuesta para diferentes períodos.

<u>Período</u>	<u>Interés efectivo</u>
anual	6.00 %
semestral	6.090 %
cuatrimestral	6.136 %
mensual	6.168 %
semestral	6.180 %
diario	6.183 %
continuo	6.184 %

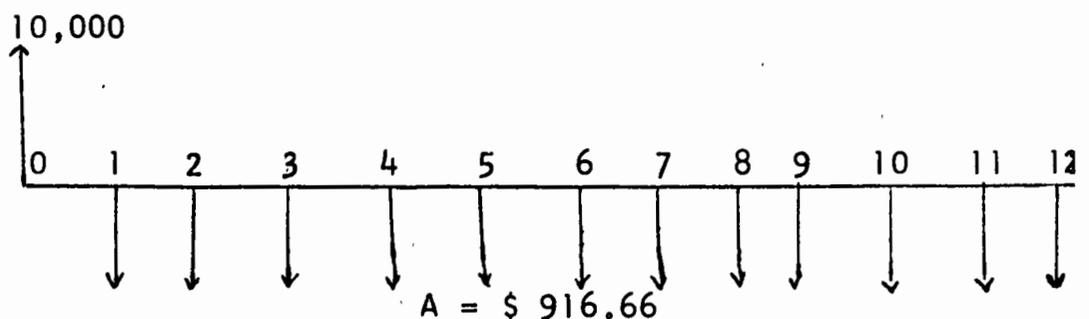
Ejemplo: Determinemos que es más deseable, recibir 16% compuesto anualmente o 15% compuesto mensualmente.

<u>Compuesta</u>	<u>Interés efectivo</u>
anualmente	16 %
mensualmente	$(1 + \frac{0.15}{12})^{12} - 1 = \underline{16.1 \%}$

Ejemplo: Recurrimos a solicitar un préstamo a un banco que ofrece un plan de préstamos personales al que llama "El plan del 10% anual" Nuestra solicitud es por \$ 10,000 y se nos hace la siguiente aclaración en el banco

El 10% de interés que cobramos por su préstamo es de \$ 1,000 por lo tanto deberá usted liquidar \$ 11,000, su pago mensual será de  $\$ \frac{11,000}{12} = \$ 916.66$

¿Cuál es realmente la tasa de interés efectivo?



$$10,000 = 916.66 (P/A, i, 12)$$

comparando con las tablas se determina que:

$$i = 1.5\% \quad \underline{\text{interés nominal}}$$

$$i_{\text{efectivo}} = (1+0.015)^{12} - 1 = \underline{19.56\%}$$

### Métodos de Evaluación

Ninguno de nosotros propondría un proyecto o que se realizara una inversión, a menos que parezca que pueda ser recuperada a una tasa de retorno que resulte atractiva.

Todos los criterios de decisión incorporan algún índice, medida de equivalencia o bases de comparación, tales que muestran las diferencias significantes entre las alternativas de inversión en estudio.

Una base de comparación es un índice que contine información particular de una serie de ingresos y egresos que representan las oportunidades de una inversión. Las mas comunes bases de comparación son las siguientes:

1. Costo anual (con una tasa mínima atractiva de retorno)
2. Valor Presente (con una tasa mínima atractiva de retorno)
3. Tasa interna de recuperación de capital (comparada con una tasa mínima atractiva de retorno)
4. Beneficio-Costo

Cualquiera de las bases de comparación para evaluar alternativas conducen a la misma decisión cuando se requiere seleccionar sólo una de las alternativas. Sin embargo, más adelante

veremos que cada una tiene ventajas y desventajas como guía de juicio.

La reducción de alternativas a una base común de comparación se requiere para que las diferencias aparentes entre alternativas se evalúen en diferencias reales, de acuerdo con el valor del tiempo del dinero así considerado y dichas diferencias reales puedan ser directamente comparables y poderlas usar para la toma de decisiones.

Flujo de efectivos. Es la representación de cantidades y plazos de los ingresos y egresos a caja.

Flujo neto de efectivos. Es la suma aritmética de los ingresos (+) y los egresos (-) que ocurren en un mismo punto en el tiempo.

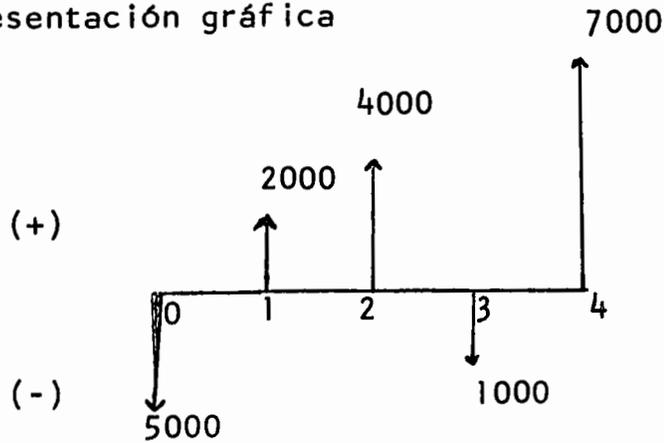
Notación:

$F_{jt}$  = flujo neto de efectivo para la propuesta  
de inversión  $j$  en el tiempo  $t$   
si  $F_{jt} < 0$  entonces  $F_{jt}$  representa un egreso  
si  $F_{jt} > 0$  entonces  $F_{jt}$  representa un ingreso

Ejemplo:

Año	Ingreso	Egreso	Fjt
0	0	-5,000	-5000
1	4,000	-2,000	2000
2	5,000	-1,000	4000
3	0	-1,000	-1000
4	7,000	0	7000

## Representación gráfica



Costo anual. Gastos netos anuales uniformes equivalentes

Un proyecto de inversión para reducir los costos de  
mano de obra

En una fábrica se manejan ciertos materiales usando exclusivamente procedimientos manuales. Los gastos anuales por este trabajo y para ciertos gastos estrechamente relacionados con la mano de obra, tales como horas extras, seguro social, vacaciones y otras prestaciones ascienden a \$ 8 200 anuales. La proposición para continuar manejando los materiales por métodos manuales se denomina PLAN A.

Una proposición alternativa, PLAN B consiste en construir cierto equipo que reducirá el costo de operación anual.

costo inicial del equipo	\$ 15,000.-
costo de operación anual	3,300.-
costo de energía	400.-
costo de mantenimiento	1,100.-
impuestos y seguros	300.-

Se estima que la vida útil de la máquina es de 10 años y que no tendrá valor de salvamento. La mínima tasa atractiva de retorno es 10%.

PLAN A	PLAN B
mano de obra y horas extras ....\$ 8,200	CA= \$15,000(A/P,10%,10)= 15,000(0.16275) = \$ 2,441
	mano de obra y horas extras 3,300
	energía ..... 400
	mantenimiento ..... 1,100
	impuesto, seguro..... 300
<u>COSTO ANUAL TOTAL \$8,200</u>	<u>\$ 7,541</u>

Por tanto el Plan B es más económico que el Plan A

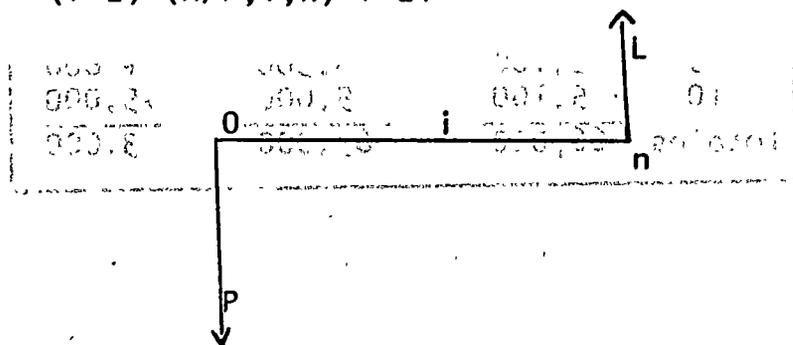
Influencia del valor de salvamento en el costo anual de recuperación de Capital.

Sean:

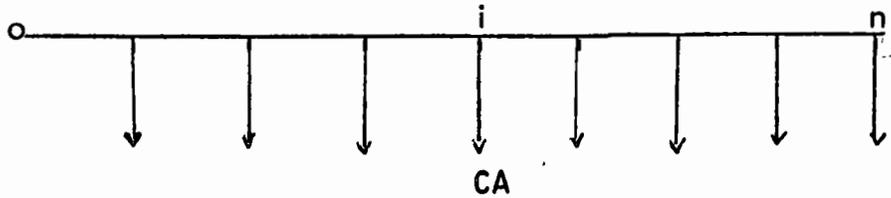
- P = Valor inicial de una máquina o estructura
- n = La vida útil o el período en estudio en años
- L = Valor neto de salvamento estimado
- i = Tasa de interés o mínima tasa atractiva de retorno

El costo anual de recuperación de capital puede ser expresado de la siguiente manera:

$$CA = (P-L) (A/P, i, n) + Li$$



flujo equivalente de efectivos:



Plan C

Se puede adquirir otro equipo con las siguientes características

costo inicial de la máquina \$ 25,000.-  
 valor de salvamento 5,000.-  
 vida útil 10 años  
 i = 10 %  
 mano de obra y horas extras 1,700.-  
 energía 600.-  
 mantenimiento 1,500.-  
 impuesto y seguro 500.-

$$CA = (P-L) (A/P, 10\%, 10) + L (0.10) + 4,300.-$$

$$CA = 20,000 (A/P, 10\%, 10) + 500 + 4,300.-$$

$$CA = 20,000 (0.16275) + 500 + 4,300.-$$

$$CA = 3,255.- + 500 + 4,300 = 8,055.-$$

La alternativa B es mejor que la C

Tabulación de los flujos de efectivo

Año	PLAN B	PLAN C	CAMB
0	-15,000.-	-25,000.-	-10,000.-
1	- 5,100	- 4,300	+ 800
2	- 5,100	- 4,300	+ 800
3	- 5,100	- 4,300	+ 800
4	- 5,100	- 4,300	+ 800
5	- 5,100	- 4,300	+ 800
6	- 5,100	- 4,300	+ 800
7	- 5,100	- 4,300	+ 800
8	- 5,100	- 4,300	+ 800
9	- 5,100	- 4,300	+ 800
10	- 5,100	- 5,000	+5,000
Totales	<u>66,000</u>	<u>63,000</u>	<u>3,000</u>

*de no estar  
 segura de que es correcta*

### Valor presente

El método de comparación del Valor Presente consiste básicamente en la reducción de todas las diferencias entre las alternativas a una suma actual equivalente.

El método del Valor Presente se emplea básicamente para:

- a) Comparar alternativas
- b) Evaluar percepciones monetarias probables
- c) Calcular la tasa de retorno

### Ejemplo 1.

Para la Junta de Aguas y Saneamientos se le propone usar ya sea una tubería de 10" o una de 12" en una instalación que está proyectando. La tubería de 10" tiene un costo inicial de \$ 45,000- y su costo anual de bombeo se estima en 9,000- La tubería de 12" tiene un costo inicial de \$ 60,000- con un costo anual de bombeo estimado en \$ 5,500.-

El servicio se requerirá durante 15 años; no se espera ningún valor de salvamento para ninguna de las dos alternativas. El impuesto anual de propiedad se estima como el 2% del costo inicial, mientras que los demás impuestos anuales se estiman en el 3% del costo inicial. Compare los valores actuales del costo de los 15 años de servicio para las 2 alternativas usando una tasa de interés del 6%.

### Solución:

	Tubería 10"	Tubería 12"
Costo inicial	\$ 45,000.-	\$ 60,000.-
V.P. del costo de bombeo:		
9000(P/A, 6%, 15)=9000(9.712)		
	= 87,408.-	
5500(P/A, 6%, 15)=5500(9.712)		
	=	53,416.-

V.P. de los impuestos anuales:

$$45,000(0.02)(P/A, 6\%, 15) = 45000 \cdot (-0.02)(9.712) = 8,741.-$$

$$45,000(0.03)(P/A, 6\%, 15) = 45000 \cdot (0.03)(9.712) = 13,111.-$$

$$60,000(0.02)(P/A, 6\%, 15) = 60000 \cdot (-0.02)(9.712) = 11,654.-$$

$$60,000(0.03)(P/A, 6\%, 15) = 60000 \cdot (0.03)(9.712) = 17,482.-$$

---


$$\$ 154,260.- \quad \$ 142,552.-$$

Vemos que la diferencia de valores presentes es de \$ 11,708.-

¿Qué es lo que esto significa?

Obsérvese que para la alternativa de 12" se requiere de una mayor inversión inicial pero tiene también un menor costo anual, por lo que podemos concluir que la inversión extra es recuperada a la tasa de interés requerida más una suma presente de dinero.

El Método de comparación de valor presente demuestra las ventajas o desventajas de una selección en formas que no son posibles para el método del Costo Anual. Esto es debido a que las diferencias entre las alternativas pueden ser expresadas como una sola cantidad en lugar de una serie de cantidades.

En otras palabras, por medio del método del valor presente se puede demostrar (a diferencia entre el precio y el costo total de comprar algo. Debe observarse que una decisión de compra implica el compromiso de pagar por todos los gastos de operación durante el tiempo de servicio de la propiedad adquirida.

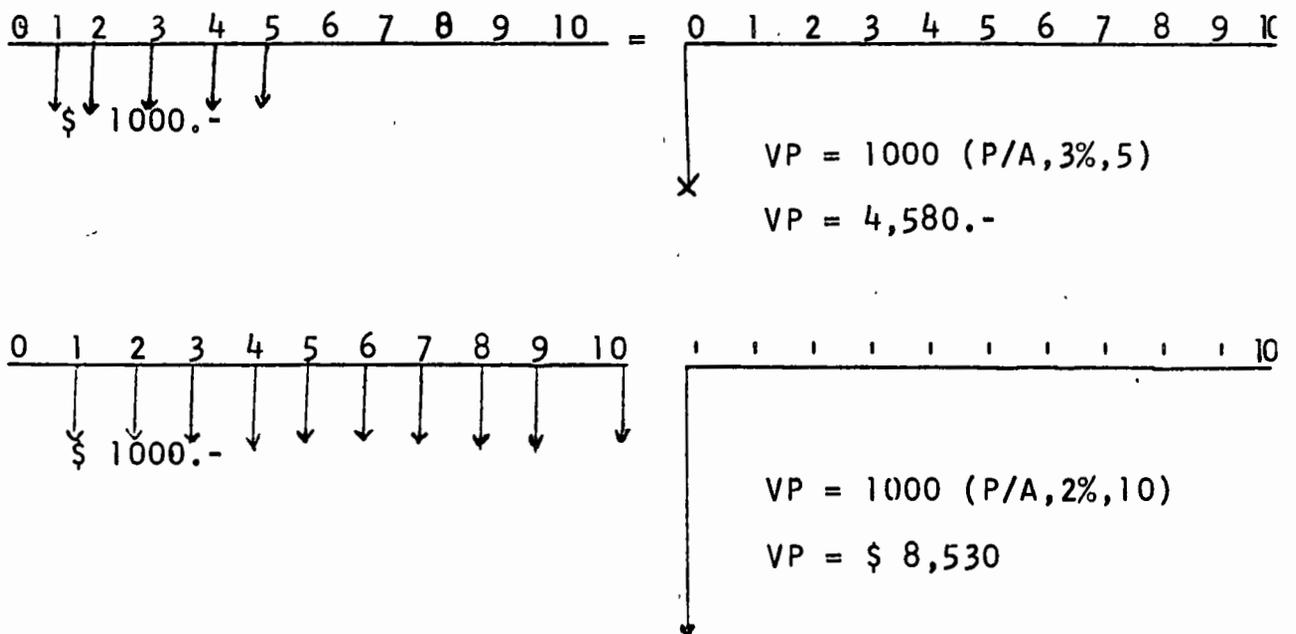
Calculemos ahora el Valor Presente de la diferencia en flujos monetarios en las alternativas del ejemplo anterior.

	Tubo 10"	Tubo 12"	Dif 10"-12"
costo inicial	\$ 45,000	\$ 60,000	\$ 15,000
costo anual de Bombeo	9,000	5,500	3,500
costo anual de Impuestos	2,250	3,000	750

$$\begin{aligned}
 VP &= -15,000 + 2,750 (P/A, 6\%, 15) \\
 &= -15,000 + 2,750 (9.712) \\
 &= -15,000 + 26,708 \\
 &= \$ 11,708
 \end{aligned}$$

Importancia del Período de Tiempo considerado en el Estudio

El valor presente en una serie depende del número de términos en la serie y por lo tanto de la longitud del tiempo sobre el cual se calcula el Valor Presente. Así por ejemplo, el Valor Presente de una serie anual de \$ 1,000.- sobre un período de 5 años es completamente diferente si se considera sobre un período de 10 años (a una tasa i).



¿Cuál deberá ser el período de tiempo usado en una comparación de Valor Presente?

Este período deberá ser aquel durante el cual se espera que existan diferencias de costos entre las alternativas.

Por tanto, en una comparación de Valor Presente deberá efectuarse sobre el mismo número de años para cada alternativa.

#### Comparaciones a Valor Presente cuando las Alternativas Tienen Períodos de Servicio Diferentes .

Las comparaciones a Valor Presente deberán efectuarse siempre sobre el mismo número de años para cada alternativa.

Ejemplo:

Un contratista tiene una obra que durará 2 años. Se tiene que acarrear un material hasta la obra para lo cual existen dos alternativas:

Plan A.- Comprar un transportador con costo inicial de \$ 100,000 y costo anual de operación de \$ 70,000.- la vida útil del transportador es de 5 años, se considera que al final del segundo año el transportador tendría un valor de \$ 40,000.-.

Plan B.- Subcontratar el trabajo de acarreo a un costo de \$ 15,000 al mes. Efectuar una comparación a valor presente si  $i = 8\%$

Solución:

$$\begin{aligned}
 \text{Plan A.- V.P.} &= 100,000 + 70,000 (P/A, 8\%, 2) - 40,000 (P/F, 8\%, 2) \\
 &= 100,000 + 70,000 (1.783) - 40,000 (0.8573) \\
 &= 100,000 + 124.810 - 34,292 \\
 &= \$ 190,518.-
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Plan B. - VP} &= 12 \times 15,000 (P/A, 8\%, 2) \\ &= 180,000 (1.783) \\ &= 320,940.- \end{aligned}$$

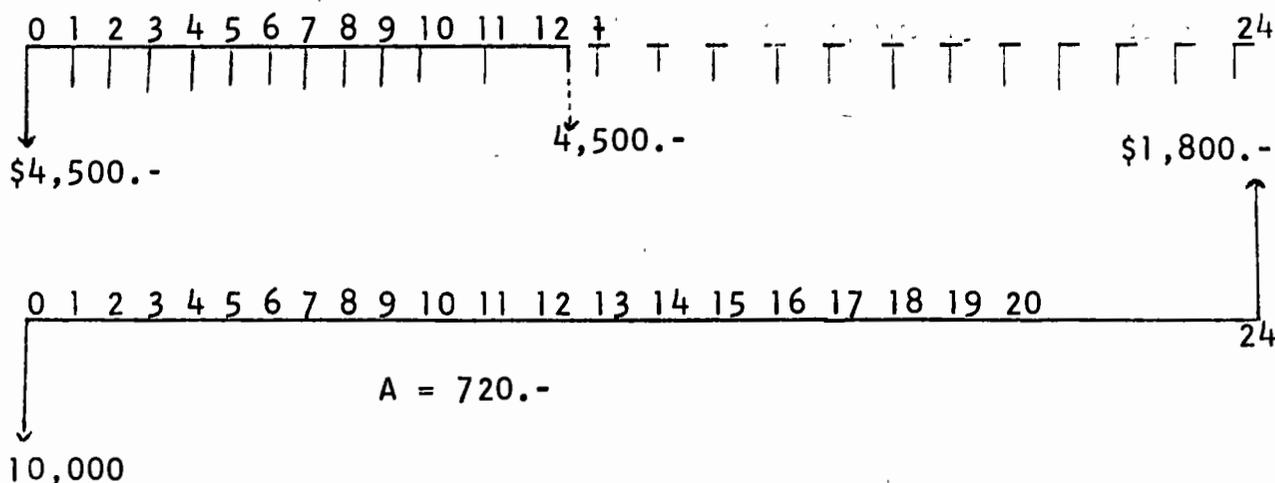
Ejemplo:

En el diseño del sistema de calefacción de un edificio se consideran dos alternativas para la unidad de calefacción. La unidad A tiene un costo inicial de \$ 4,500.- una vida estimada de 12 años y no tendrá valor de salvamento, su costo anual de mantenimiento será de \$ 1,000.-

La unidad B tiene un costo inicial de \$ 10,000 vida útil de 24 años, valor de salvamento de \$ 1,800.- y costo anual de mantenimiento de \$ 720.-

Considérese una tasa  $i = 5\%$  para comparar las 2 alternativas a Valor Presente.

Solución:



	Unidad A	Unidad B
Costo inicial =	4,500	10,000
V.P. costo de Reemplazo		
$4,500(P/F, 5\%, 12) = 4,500$ (0.5568)	2,506	
V.P. del valor de Salvamento		
$-1,800(P/F, 5\%, 24) = -1800(0.3101)$		

V.P. del costo anual de mantenimiento

$$\begin{array}{r}
 1,000(P/A, 5\%, 24) = 1000(13.799) = 13,799 \\
 720(P/A, 5\%, 24) = 720(13.799) = \underline{\hspace{2cm}} \quad \underline{9,935.-} \\
 \hspace{10cm} \$20,805.- \quad \quad \quad \$19,377.-
 \end{array}$$

Vemos que la unidad de calefacción B es el que económicamente es mas recomendable.

### Método de la Tasa de Retorno

Tasa de retorno. La tasa de retorno puede ser definida como aquella tasa de interés para la cual el valor presente de los ingresos es exactamente igual al valor presente de los costos.

Este método se utiliza cuando en lugar de ver si una inversión es buena dada una cierta tasa de interés que es atractiva para el inversionista, nos interesa calcular cuál será el rendimiento (tasa de retorno) que esa inversión nos suministrará.

Existen dos métodos comunmente usados para calcular la tasa de retorno

- a) Método Matemático (método exacto)
- b) Prueba y Error (método aproximado)

No obstante, el primer método sea el más exacto, la solución del mismo suele ser bastante complicada, razón por la cual resulta más práctico usar el método de prueba y error, en el cual dos o mas tasas de interés se suponen para la inversión, se calculan los valores presentes correspondientes y la tasa de retorno se calcula por interpolación entre aque-

llas tasas que originaron cambio en el signo en el valor presente.

La fórmula que se utiliza para encontrar la tasa de retorno por interpolación es la siguiente:

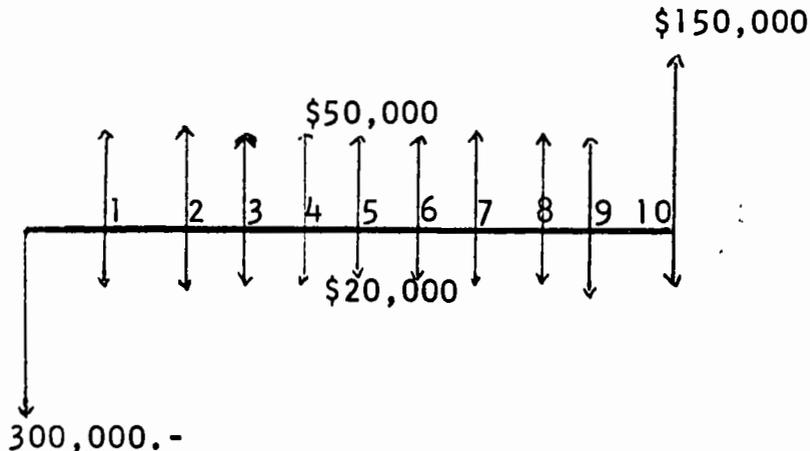
$$i = i_1 + (i_2 - i_1) \left[ \frac{VP_{i_1}}{VP_{i_2} - VP_{i_1}} \right]$$

Siempre es conveniente que antes de efectuar una inversión analicemos el rendimiento que vamos a obtener de la misma para poder juzgar si es atractiva para nosotros o no.

Ejemplo:

Una propiedad puede ser comprada en \$ 300,000.- y puede proporcionar unos ingresos anuales de \$ 50,000 con costos anuales de operación de \$ 20,000. Se estima que el costo de reventa dentro de 10 años será de \$ 150,000.-

Encontrar la tasa de retorno de esta inversión.



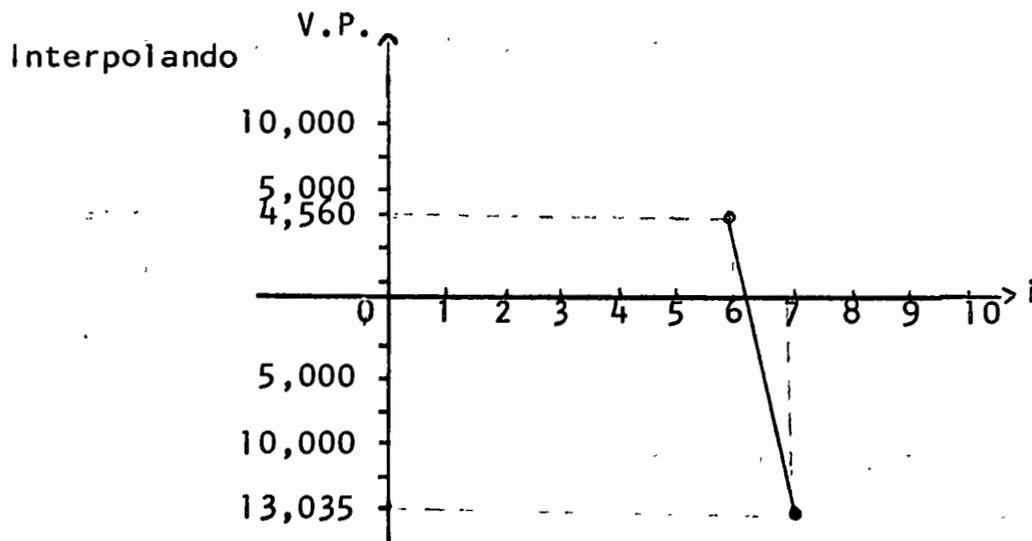
Calculemos el Valor Presente para una tasa arbitraria  $i_1=6\%$

$$\begin{aligned} V_1 P_2 &= - 300,000 + 30,000(P/A, 6\%, 10) + 150,000(P/F, 6\%, 10) \\ &= - 300,000 + 30,000(7.360) + 150,000(0.5584) \\ &= - 300,000 + 220,800 + 83,760 \\ &= \$ 4,560.- \end{aligned}$$

Dado que el V.P. con  $i=6\%$  resultó positivo, para experimentar un cambio de signo, calculemos de nuevo el V.P. con una tasa de interés mayor es decir  $i_2 = 7\%$ .

Para  $i_2 = 7\%$

$$\begin{aligned} V_1P_2 &= -300,000 + 30,000 (P/A, 7\%, 10) + 150,000 (P/F, 7\%, 10) \\ &= -300,000 + 30,000 (7.024) + 150,000 (0.5083) \\ &= -300,000 + 210,720 + 76.245.- \\ &= -\$ 13,035.- \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} i &= 6\% + (7\% - 6\%) \left[ \frac{4,560}{4,560 + 13,035} \right] \\ &= 6 + (4,560/17,595) \\ &= 6 + 0.26 \\ &= \underline{6.26\%} \end{aligned}$$

## R E F E R E N C I A S

1. Eugene L. Grant, W. Grant Ireson, Principles of Engineering Economy. The Ronald Press Company . New York, 1970.
2. H. G. Thuesen, W.J. Fabrycky, G. J. Thuesen Engineering Economy. Prentice Hall, Inc. 1971.
3. Taylor, G. A. Managerial and Engineering Economy. Princeton, N.J. 1964.



## ESTUDIOS ECONOMICOS PARA EL RETIRO Y REEMPLAZO

M.en C. Ricardo Guerra Q.

Por medio de prueba y error concluimos que el valor presente de la serie antes de impuestos es cero con una tasa de interés del 7.8% y el valor presente de la serie después de impuesto es cero con una tasa de interés del 4.0%.

### 2.2.2 Ejemplo No. 2

Hace un año se compró una bomba con un costo de \$ 1925.- instalada, pero la bomba no era la adecuada para el servicio y como consecuencia los costos de operación fueron muy altos \$900.-.

Actualmente después de un año se le ofrece una bomba nueva, para satisfacer las necesidades, la cual tiene un costo de \$1650.- instalada y garantizada que reducirá los costos de operación a \$ 500.- y la bomba original se puede vender en \$375.-

Para el estudio económico se supone una vida de 10 años y valor de salvamento nulo para ambas alternativas. Los impuestos son del 40% del ingreso. La tasa mínima de retorno es del 10% antes de impuestos y del 6% después de impuestos.

Para la depreciación se utilizará años digitos con 10 años de vida y cero valor de salvamento en ambos casos.

#### 2.2.2.1 Comparación de costos anuales antes de impuestos

Los costos anuales comparativos para un período de 10 años es como sigue:

## Bomba Actual

CR = 375 (A/P-10%-10)	\$ 61
Costos de operación	" 900
Total	<u>\$ 961</u>

## Bomba Propuesta

CR = \$1650.- (A/P-10%-10)	\$ 269
Costos de operación	<u>500</u>
Total	<u>\$ 769</u>

Lo cual favorece a la bomba propuesta

## 2.2.2.2. Comparación de costos anuales después de impuestos.

## Bomba Actual

CR = \$855.- (A/P-6%-10)	\$ 116
Costos de operación	<u>" 900</u>
Total	\$ 1016

## Bomba Presente

CR = 1650.- (A/P-6%-10)	\$ 224
Costos de operación	" 500
Impuesto sobre ingresos extra = 166-2 (gf-6%-10)	" 158
Total	<u>\$ 882</u>

Lo cual también favorece a la bomba propuesta.

## 2.2.2.3. Cálculo de la tasa de retorno

Las diferentes esperadas en flujos de efectivo, entre el defensor y el desafiante deben estar tabuladas en la siguiente forma:

Año	Diferencia antes de impuestos	Diferencia en impuestos	Diferencia después de impuestos
0	-1275	+480	-795
1	+ 400	-166	+234
2	+ 400	-164	+236
3	+ 400	-162	+238
4	+ 400	-160	+240
5	+ 400	-158	+242
6	+ 400	-156	+244
7	+ 400	-154	+246
8	+ 400	-152	+248
9	+ 400	-150	+250
10	+ 400	-148	+252
Total	<u>+\$2,725</u>	<u>-\$1,090</u>	<u>+\$1,635</u>

Los cálculos por prueba y error indican que el valor presente de la serie antes de impuestos es cero con un interés del 29% y el valor presente de la serie después de impuestos es cero con un interés del 28%.

### 2.2.3 Características de los estudios económicos anteriores

En general en los estudios económicos para el retiro y reemplazo, las diferencias en flujos de efectivo "antes" de impuestos no serán afectados por las inversiones pasadas en activos considerados como candidatos para el retiro.

En efecto, una consideración racional de los aspectos de impuestos sobre ingresos en el retiro puede conducir a conclusiones completamente opuestas a las que se llegaría por pura intuición.

### 2.2.4 Costo Anual -us- Tasa de Retorno como métodos de análisis en Economía del Reemplazo.

En los ejemplos anteriores la estipulada mínima tasa de retorno atractiva fue usada como la tasa de interés en la comparación de los costos anuales.

Donde esto se hace la alternativa favorecida por el análisis del costo anual será la misma que la favorecida por un análisis en la tasa de retorno.

Como en todos los estudios económicos la técnica del costo anual tiende a ser más simple de aplicar ya que los estudios basados en la tasa de retorno requieren de soluciones por medio de la prueba y el error.

Aunque existen otros métodos prácticos para los análisis económicos como lo son:

- Método de Costo anual comparativo (CAC)
- Método MAPI
- Método de Transigencias
- Método de Recuperación de Inversión

Los cuales son muy usados cuando el número de alternativas a analizar es muy grande y el utilizar los métodos teóricos establecidos, llevarían a tomar mucho tiempo para el análisis entre todas las alternativas posibles.

## Estudios Económicos para el Retiro y Reemplazo

### INTRODUCCION

En esta parte del curso se verán los diferentes análisis necesarios para el desarrollo de los estudios económicos, los cuales nos ayudan a basar nuestras decisiones de cuando retirar o reemplazar una máquina o equipo.

En la industria moderna la experiencia ha demostrado que un activo debe ser retirado, cuando aún está físicamente capacitado para continuar con un servicio dado.

La cantidad de futuros servicios que una máquina o equipo va a producir, es muy importante en la determinación de la economía relativa de la inversión potencial de la instalación. Es obvio que la mayor que esta cantidad sea, el mejor retorno de nuestra inversión tendremos.

#### 1.1 Retiro y Reemplazo

Cuando un dueño se deshace de un activo, es lo que llamamos "retiro", Aunque no todos los retiros son definitivos, pues lo que un dueño retira puede ser usado por uno o varios otros dueños posteriormente.

Si un activo (o un grupo de activos) es retirado, y otro activo (o grupo de activos) son adquiridos para desarrollar el mismo servicio, es lo que llamamos "reemplazo".

De lo anterior vemos que se pueden presentar según los términos anteriores, las siguientes situaciones:

- a) Retiro con reemplazo inmediato
- b) Retiro con reemplazo pospuesto. Por ejemplo, cuando en épocas de baja demanda de producción, el equipo es retirado sin ser sustituido hasta que la demanda aumente a cierto nivel.
- c) Adquisición sin retiro inmediato. Por ejemplo cuando en épocas de gran demanda, se adquiere un equipo sin reemplazar el que está en operación.
- d) Retiro sin reemplazo de activo despreciable. Por ejemplo cuando se decide comprar un artículo o servicio que anteriormente se producía.

En análisis de reemplazo y retiro un activo viejo, considerado como un posible candidato, es llamado "defensor". El nuevo activo propuesto para el reemplazo es llamado el "desafiante o retador".

La vida económica es el período de tiempo en el cual, el equipo dado tiene el costo anual promedio más bajo.

La vida útil es el período de tiempo en el cual el equipo o activo rendirá un servicio útil.

La vida contable es el período seleccionado por los contadores o fijado por las leyes fiscales, para que el activo sea depreciado con los libros de la firma.

La vida física es la determinada por las condiciones físicas del activo.

## 1.2 Causas del Retiro y Reemplazo

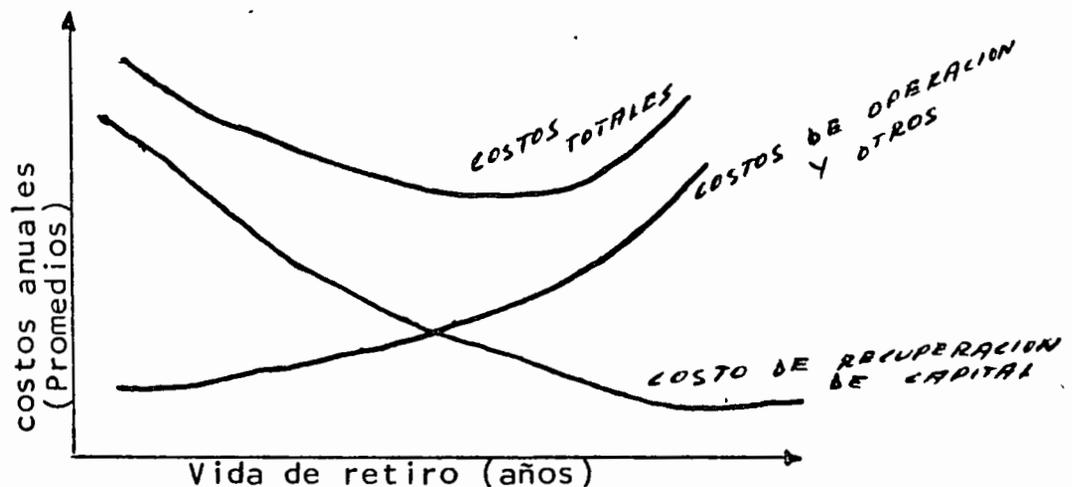
Las razones que pueden existir para el retiro, las podemos clasificar de la siguiente forma:

- La disponibilidad de mejores máquinas o estructuras para el desarrollo del mismo servicio.
- Cambios en la cantidad y tipo de servicio requerido
- Cambios en las máquinas actuales o en sus estructuras (deterioro, destrucción, etc.)
- Cambios en los requerimientos públicos, independientes de la máquina o de su estructura.
- Impuestos

## 1.3 Vida Económica

Si es posible pronosticar con precisión los valores futuros de los factores que causan el retiro y reemplazo, podemos calcular los costos promedios de retener en operación una instalación, por un cierto período de vida.

Lo más que conservamos una instalación en operación antes de retirarlo, lo menor que será el costo anual promedio de recuperación de capital y se incrementarán los costos de operación, las pérdidas por ganancias por la baja calidad del producto, las pérdidas por ahorros potenciales por el mejoramiento del equipo.



Como está ilustrado en la figura, tenemos dos tendencias opuestas mientras mantenemos un equipo en servicio el costo de recuperación de capital promedio en forma decreciente y los crecientes costos de operación y otros costos asociados con el uso del viejo equipo.

Combinadas estas curvas, tenemos una curva cóncava hacia arriba con un valor mínimo en un punto. Este punto corresponde al número de años que una instalación debe ser mantenida en servicio antes del reemplazo, para así lograr los mínimos costos anuales promedios o el retorno máximo. Esto es la vida económica de una instalación en forma teórica.

Estudios de vida económica bajo ciertas suposiciones restrictivas son convenientes, solamente si las suposiciones son claramente entendidas, de otra forma malas interpretaciones y malas aplicaciones pueden resultar.

Mientras una máquina o equipo se ponen viejos el patrón general que se sigue es:

- El mantenimiento y las reparaciones aumentan
- La tasa de operación decrece con un consecuente incremento de costos
- Un decremento por las percepciones de un producto o servicio y un incremento en costos debido a la deficiente calidad
- Decremento de los costos de operación de mejores máquinas comparado con las instalaciones deterioradas.

- Decremento en las percepciones por un producto o servicio porque la calidad relativa declina comparado con la alta calidad de un producto de maquinaria mejorada.
- Posible obsolescencia de un producto o servicio de forma gradual o en forma repentina.

El punto importante es ver como estos factores afectan la vida económica de una instalación.

#### 1.4 Cálculo de la vida económica

Comenzaremos con suponer una tasa de retorno del 10% en las inversiones de instalaciones. Queremos determinar la vida económica de una máquina Q cuyo valor inicial es \$ 5,000.00

##### 1.4.1 Costos inherentes

En la Tabla 17.1 están resumidos los costos inherentes de la máquina Q. Costos de operación, costos en el decremento de capacidad y los costos de la declinación de la calidad, los cuales están pronosticados a 9 años y totalizados para obtener un estimado de los costos alternativos del deterioro inherente de la máquina. (Ver tabla 17.1)

Los costos de operación de esta tabla, incluyen los costos de mantenimiento y reparación los cuales generalmente se incrementan con el uso del equipo.

La capacidad efectiva de una máquina generalmente disminuirá con la antigüedad de la máquina, pues requiere de mas tiempos para reparaciones por fallas mas frecuentes.

La calidad del producto o servicio producido por una instalación se verá reducida frecuentemente por el precio de venta por el producto de inferior calidad disminuye.

#### 1.4.2 Costo relativo a modelos mejorados y a la obsolescencia.

Cada año se mejoran los diseños de los equipos. Nuevos procesos son descubiertos y nuevos cambios tecnológicos son implantados. Estas mejoras frecuentemente producirán a mas bajos costos que los no-mejorados maquinas o producción productos de mejores calidades. (Ver tabla 17.2)

La inferioridad en el costo de operación de la máquina defensora debe de considerar no solamente los ahorros en la operación que el desafiante producirá sino también cualquier diferencia en el precio entre la máquina desafiante y la defensora. También hay una disminución en la calidad de la defensora relativa a la calidad de la desafiante.

Otro costo alternativo es el representado por la disminución del ingreso neto causado por la obsolescencia que afecta el producto o servicio de la instalación.

#### 1.4.3 Desarrollo del cálculo de la vida económica

El cálculo de la vida económica está desarrollado en la tabla 17.3 utilizando los dotes estimados en costos inherentes y relativos de las dos tablas anteriores así como los valores de salvamento estimados para el equipo cada año.

El costo total de servicio cada año es obtenido añadiendo los costos relativos e inherentes, la disminución en el valor de salvamento durante el año y el interés sobre el valor al principio del año.

El costo anual equivalente si el servicio se retira a fin de año es determinado del costo anual total de las cantidades del servicio, primeramente por multiplicar cada costo anual del valor del servicio por el factor  $P/F$  apropiado al 10% de interés, para encontrar el valor presente del costo del servicio durante el año, luego calculando el valor presente de los costos del servicio desde que se implantó, sumando los valores presentes del costo del servicio durante cada año hasta el año en cuestión y finalmente multiplicando este valor presente del costo del servicio desde que se implantó por el factor  $A/P$  para así obtener el costo anual equivalente si el equipo es retirado al final del año.

El valor mínimo del costo anual equivalente ocurre si la instalación es retirada al final del quinto año. Esto se muestra también en la figura 17.2 . (ver Fig. 17.2).

Podemos ver el modelo anterior que una instalación no tiene una vida económica natural.

Este modelo de vida económica no es realista en el sentido de que lo podemos utilizar para predecir la vida de un activo. El modelo es realista describiendo como varios factores afectan la vida económica de un activo.

No podremos usar el modelo para predecir propósitos, porque

los pronósticos de datos, no pueden ser obtenidos con la exactitud requerida. Sin embargo, podemos usar el modelo para ver claramente como cambios en varios factores afectarán la vida económica de la instalación.

### 1.5 Vida económica y el precio de la instalación

En esta sección se verá como las variaciones en el precio de una instalación afectan su vida económica.

En la Fig. 17.3 están dibujados las curvas de vida económica de las instalaciones que cuestan \$1000, \$5000, \$10000 y \$ 2500. Los costos inherentes y relativos son los mismos que en el ejemplo original, los porcentajes disminuidos en el valor de salvamento cada año son los mismos y el mismo 10% como tasa de retorno es utilizado. (Ver Fig. 17.3)

### 1.6 Vida económica y la tasa de retorno

La tasa de retorno que una compañía desea de una instalación depende de muchos factores, incluyendo la tasa de interés prevaeciente y de las alternativas disponibles.

Algunas industrias requieren mayores tasas de retorno en la inversión que otras industrias.

A continuación veremos como los cambios en la tasa de retorno requerida afectan nuestros cálculos de vida económica para las instalaciones de \$ 5000, \$ 10,000 del ejemplo anterior. (Ver Fig. 17.4)

En la instalación de \$ 5000 las vidas económicas según las diferentes tasas de retorno se encuentran en:

curva	vida económica
0%	4 años
10%	5 años
20%	5 "
30%	5 "
40%	6 "
50%	6 "

En la instalación de \$ 10,000 las vidas económicas, según las diferentes tasas de retorno se encuentran en:

curva	vida económica
0%	5 años
10%	6 "
20%	6 "
30%	7 "
40%	7 "
50%	8 "

(Ver Fig. 17.5)

### 1.7 Vida económica y la tasa de salarios

La tasa de salarios varía entre las diferentes regiones, industrias, ocupaciones, etc.

En esta sección se verá como estas variaciones en los salarios afectan la economía del reemplazo de maquinaria.

Los costos de mano de obra constituyen un porcentaje muy alto de los costos inherentes y relativos.

Dos ejemplos de los efectos de incrementar los costos de opera-

ción en 0, 10, 20, 40 y 100 por ciento son mostrados en las curvas de vida económica de las Figs. 17.6 y 17.7 (Ver Figs. 17.6 y 17.7)

En la Fig. 17.6 están dibujados las curvas de la vida económica de una máquina de \$ 5,000 la cual tiene actualmente una relativa vida económica corta. La vida económica en esta instalación permanece a los 5 años para un incremento del 0, 10, 20 % de los costos inherentes y relativos y disminuye a 4 años para el 40 y 100 % de incremento.

En la Fig. 17.7 están dibujadas las curvas de vida económica de una instalación de \$ 10000 la cual tiene una vida económica mayor. La vida económica para esta instalación permanece en 6 años para un incremento de los costos inherentes y relativos del 0.10 y 20 por ciento y decrece a 5 años para 40 y 100 por ciento de incremento.

En ambos casos un incremento en los costos inherentes y relativos tienden a acortar la vida económica de una máquina, haciendo el reemplazo económico prematuro.

## 1.8 Conclusiones del cálculo de vida económica

Las decisiones de reemplazo deben de estar basadas no en estudios de vida económica, pero si en comparaciones económicas de las ventajas y desventajas de continuar con la instalación existente o reemplazándola con la mejor alternativa disponible.

## 2. Características de los Estudios Económicos para el Retiro y Reemplazo

### 2.1 Aspectos especiales de los estudios económicos:

En esta sección nos concentraremos en ciertos aspectos especiales de los estudios para el retiro y reemplazo como sigue:

- Los costos de recuperación de capital por extender los servicios del equipo defensor son calculados en forma diferente de los costos de recuperación de capital de los equipos desafiantes o retadores.
- Existen algunas dificultades en la estimación de los efectos en la decisión respecto al retiro y reemplazo en los flujos de efectivo para los impuestos por ingresos. Algunos aspectos de estos puntos serán vistos en los ejemplos 1 y 2.

Los ejemplos 1 y 2 son casos donde la vida de servicio restante estimada del defensor es la misma de la vida de servicio total estimada para el equipo desafiante.

## 2.2 Ejemplos de estudios económicos para el retiro y reemplazo

Cada uno de los ejemplos primero será analizado por la comparación de costos anuales antes de impuestos. El efecto en gastos previstos por impuestos en la decisión de retirar o reemplazar será calculada y la comparación de costos anuales será hecha después de impuestos.

Finalmente se harán cálculos de la tasa de retorno antes y después de impuestos.

### 2.2.1 Ejemplo No. 1

Una compañía manufacturera tiene una bodega en la ciudad, lejos de su planta. Se les presenta la oportunidad de alquilar otra bodega de igual capacidad y se les ofrece una buena oportunidad

de compra o rentar para la bodega de que son dueños

La propiedad fue comprada hacia 10 años en \$ 50000 y para propósitos contables estaba dividida en \$ 40000 de la construcción y \$ 10000 de la tierra. Para la depreciación del efectivo se usó depreciación en línea recta por 40 años de vida y valor de salvamento nulo. La bodega ahora puede ser vendida por \$ 60,000 netos después de gastos de venta.

Recientemente los gastos de la bodega promediaron \$3220 por operación y mantenimiento, \$1120 por impuestos de la renta, \$210 por seguro del edificio y \$ 700 por seguro de la mercancía.

Un contrato por 10 años puede ser obtenido por igual espacio rentando una bodega a \$ 9300 al año, los gastos adicionales por operación son \$ 1200 y el seguro de la mercancía se reducirá a \$ 450 al año.

Si se decide mantener la bodega actual se haría por 10 años y a ese tiempo tendría un valor de salvamento de \$ 45000.

En el estudio antes de impuestos de la compañía la mínima tasa de retorno atractiva es de 12% y en estudios después de impuestos es del 6%.

Se supone una tasa de impuesto efectiva del 50% sobre ingresos. Las ganancias de capital a largo plazo y las ganancias por venta de inmuebles y activos depreciables será con un impuesto del 25%.

2.2.1.1 Comparación de costos anuales antes de impuestos  
Usando el 12% estipulado en la mínima tasa de retorno atractiva, los costos anuales comparativos para un período de 10 años será:

Plan de bodega actual

CR = (60000 - 45000)(A/P-12%-10)	
+ 45000 (0.12),	\$ 8055
Operación y mantenimiento	3220
impuestos sobre la propiedad	1120
seguros de edificio y mercancía	910
total de costos anuales	\$ <u>13,305</u>

Plan de bodega alquilada

Renta	\$ 9300
Operación	1200
seguro de mercancía	<u>450</u>
total de costos anuales	\$ 10,950

Lo cual favorece a la renta de la bodega

2.2.1.2. Comparación de costos anuales después de impuestos

Plan de la bodega actual

CR = (55000 - 41250) (A/P - 6% - 10)	
+ 41250 (0.06)	\$ 4343
Operación y mantenimiento	3220
impuestos de la propiedad	1120
seguros de edificio y mercancía	910
impuestos sobre ingresos adicionales, en lugar de rentar	2350
total	\$ <u>11,943</u>

## Plan de la bodega rentada

Renta	\$ 9300
Operación	1200
seguro sobre mercancía	<u>450</u>
Total	\$ 10,950

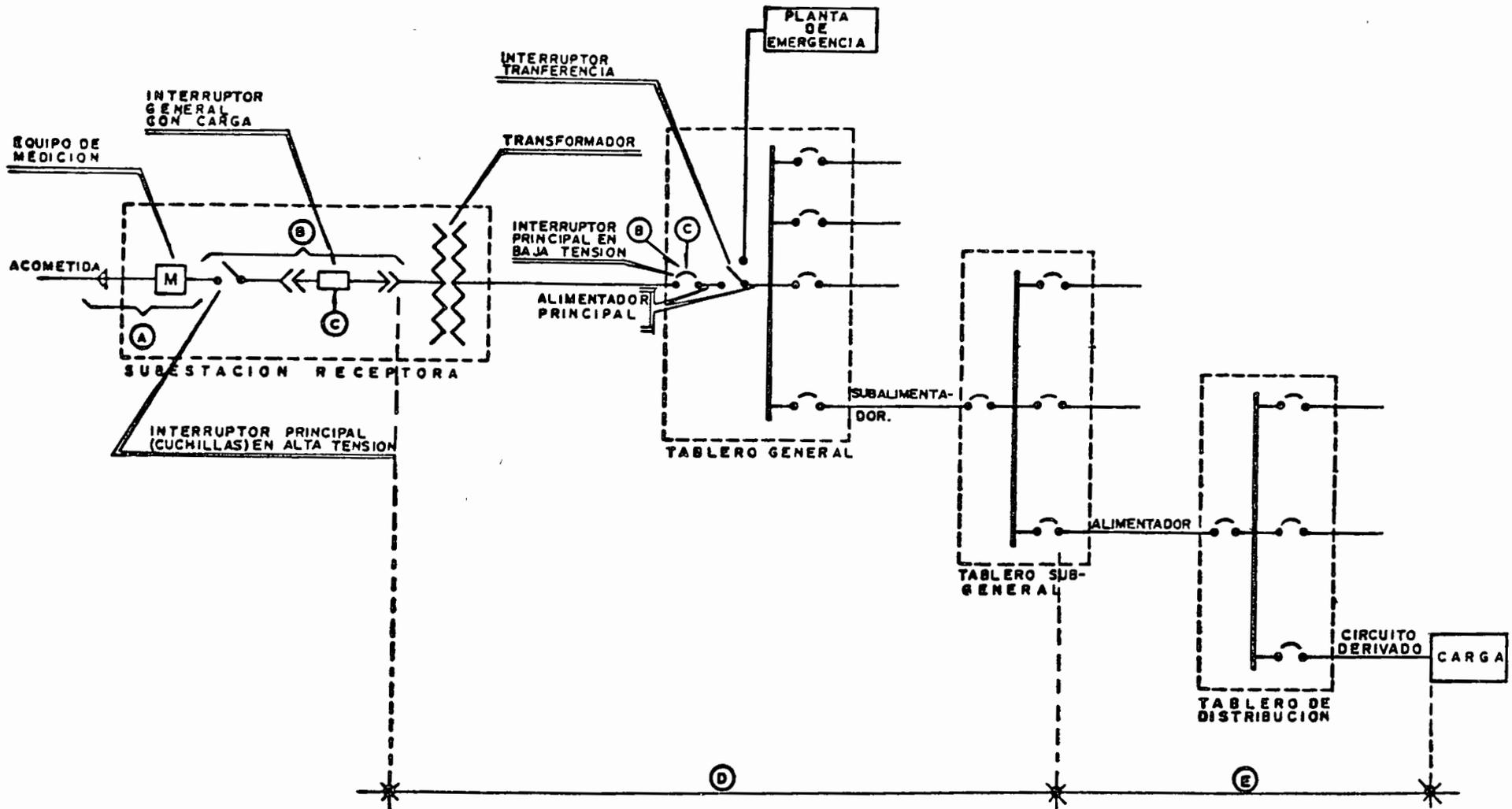
lo cual favorece también a la renta pero en menor proporción que antes de impuestos.

## 2.2.1.3 Cálculo de la tasa de retorno

La diferencia prespectiva entre los flujos de efectivo bajo renta sobre el continuar con la bodega actual se puede tabular así:

Año	Diferencia antes de impuestos	Diferencia en impuestos	Diferencia después de impuestos
0	+ 60,000	- 5000	+ 55,000
1-10	- 5 700/año	+ 2350/año	- 3,350/año
10	<u>- 45 000</u>	<u>+ 3750</u>	<u>- 41,250</u>
Total	-\$42,000	+\$22,250	-\$19,750

EJEMPLO:



- (A) DISPOSITIVOS DE RECEPCION DE LA ENERGIA.
- (B) DISPOSITIVOS PRINCIPALES DE DESCONEXION.
- (C) DISPOSITIVOS PRINCIPALES DE PROTECCION.
- (D) SISTEMA DE DISTRIBUCION PRIMARIO.
- (E) SISTEMA DE DISTRIBUCION SECUNDARIO.



ESTUDIOS ECONOMICOS PARA

EL RETIRO Y REEMPLAZO

M. en C, Ricardo Guerra Quiroga

## ESTUDIOS ECONOMICOS PARA EL RETIRO Y REEMPLAZO

M. en C. Ricardo Guerra Quiroga

### 1. INTRODUCCION

En esta parte del curso se verán los diferentes análisis necesarios para el desarrollo de los estudios económicos, los cuales nos ayudan a basar nuestras decisiones de cuando retirar o reemplazar una maquinaria o equipo.

En la industria moderna la experiencia ha demostrado - que un activo debe ser retirado, cuando aun está físicamente capacitado para continuar con un servicio dado.

La cantidad de futuros servicios que una máquina o equipo va a producir, es muy importante en la determinación de la economía relativa de la inversión potencial de la instalación. Es obvio que cuanto mayor sea esta cantidad, el mejor retorno de nuestra inversión tendremos

#### 1.1 Retiro y Reemplazo

Cuando un dueño se deshace de un activo, es lo que llamamos "retiro". Aunque no todos los retiros son definitivos, pues lo que un dueño retira puede ser usado por uno o varios otros dueños posteriormente.

Si un activo (o un grupo de activos) es retirado, y otro activo (o grupo de activos) son adquiridos para desarrollar el mismo servicio, es lo que llamamos "reemplazo".

De lo anterior vemos que se pueden presentar según los términos anteriores, las siguientes situaciones:

- a) Retiro con reemplazo inmediato
- b) Retiro con reemplazo pospuesto. Por ejemplo, cuando

en épocas de baja demanda de producción, el equipo es retirado sin ser sustituido hasta que la demanda aumente a cierto nivel.

c) Adquisición sin retiro inmediato. Por ejemplo cuando en épocas de gran demanda, se adquiere un equipo sin reemplazar el que está en operación.

d) Retiro sin reemplazo de activo despreciable. Por ejemplo cuando se decide comprar un artículo o servicio que anteriormente se producía.

En análisis de reemplazo y retiro un activo viejo, considerado como un posible candidato, es llamado "defensor". El nuevo activo propuesto para el reemplazo es llamado el "desafiante o retador".

La vida económica es el período de tiempo en el cual, el equipo o activo rendirá un servicio útil.

La vida contable es el período seleccionado por los contadores o fijado por las leyes fiscales, para que el activo sea depreciado en los libros de la firma.

La vida física es la determinada por las condiciones físicas del activo.

## 1.2 Causas del Retiro y Reemplazo

Las razones que pueden existir para el retiro, las podemos clasificar de la siguiente forma:

- La disponibilidad de mejores máquinas o estructuras para el desarrollo del mismo servicio.
- Cambios en la cantidad y tipo de servicio requerido.
- Cambios en las máquinas actuales o en sus estructuras

(deterioro, destrucción, etc. )

- Cambios en los requerimientos públicos, independientes de la máquina o de su estructura.

- Imprevistos

### 1.3 Vida Económica

Si es posible pronosticar con precisión los valores - futuros de los factores que causan el retiro y reemplazo, podemos calcular los costos promedios de retener en operación una instalación, por un cierto período de vida.

Lo más que conservemos una instalación en operación - antes de retirarlo, lo menor que será el costo anual promedio de recuperación de capital y se incrementarán los - costos de operación, las pérdidas por ganancias por la baja calidad del producto, las pérdidas por ahorros potenciales por el mejoramiento del equipo.

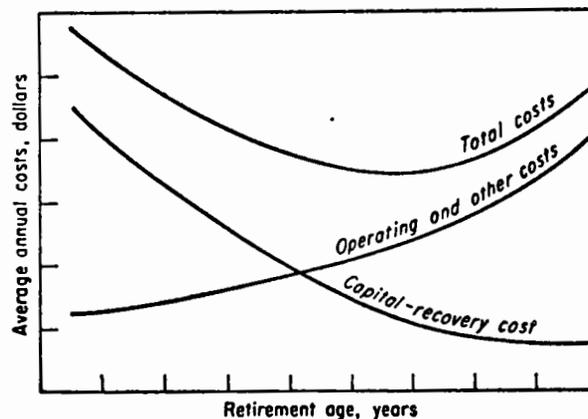


Figure 17-1. Theoretical economic-life curve.

Como está ilustrado en la figura, tenemos dos tendencias opuestas mientras mantenemos un equipo en servicio - el costo de recuperación de capital promedio en forma decreciente y los crecientes costos de operación y otros - costos asociados con el uso del viejo equipo.

Combinadas estas curvas, tenemos una curva cóncava - hacia arriba con un valor mínimo en un punto. Este punto corresponde al número de años que una instalación debe - ser mantenida en servicio antes del reemplazo, para así - lograr los mínimos costos anuales promedios o el retorno máximo. Esto es la vida económica de una instalación en forma teórica.

Estudios de vida económica bajo ciertas suposiciones restrictivas son convenientes, solamente si las suposiciones son claramente entendidas, de otra forma malas interpretaciones y malas aplicaciones pueden resultar.

Mientras una máquina o equipo se ponen viejos el patrón general que se sigue es:

- El mantenimiento y las reparaciones aumentan
- La tasa de operación decrece con un consecuente incremento de costos.
- Un decremento por las percepciones de un producto o servicio y un incremento en costos debido a la deficiente calidad.
- Decremento de los costos de operación de mejores máquinas comparado con las instalaciones deterioradas
- Decremento en las percepciones por un producto o - servicio porque la calidad relativa declina comparado con la alta calidad de un producto de maquinaria mejorada.
- Posible obsolescencia de un producto o servicio en forma gradual o en forma repentina.

El punto importante es ver como estos factores afectan la vida económica de una instalación.

#### 1.4 Cálculo de la Vida Económica

Comenzaremos con suponer una tasa de retorno del 10% en las inversiones de instalaciones.

Queremos determinar la vida económica de una máquina Q cuyo valor inicial es \$ 5 000.00

##### 1.4.1 Costos inherentes.

En la tabla 17.1 están resumidos los costos inherentes de la máquina Q. Costos de operación, costos en el decremento de capacidad y los costos de la declinación de la calidad, los cuales están pronosticados a 9 años y totalizados para obtener un valor estimado de los costos alternativos del deterioro inherente de la máquina.

Table 17-1. Inherent Costs of Machine Q

Year	Cost of operation	Cost of decreasing capacity	Cost of declining quality	Total inherent costs
1	\$5,950	0	0	\$ 5,950
2	5,950	0	0	5,950
3	6,000	0	0	6,000
4	6,100	0	\$ 25	6,125
5	6,200	\$ 150	100	6,450
6	6,400	400	225	7,025
7	6,700	800	500	8,000
8	7,200	1,000	1,025	9,225
9	8,000	1,000	1,700	10,700

Los costos de operación de esta tabla, incluyen los costos de mantenimiento y reparación los cuales generalmente se incrementan con el uso del equipo.

La capacidad efectiva de una máquina generalmente disminuirá con la antigüedad de la máquina, pues requiere de más tiempos para reparaciones por fallas más frecuentes.

La calidad del producto o servicio producido por una instalación se verá reducida frecuentemente y el precio de venta por el producto de inferior calidad disminuye.

1.4.2 Costo relativo a modelos mejorados y a la obsolescencia.

Cada año se mejoran los diseños de los equipos. Nuevos procesos son descubiertos y nuevos cambios tecnológicos son implantados. Estas mejoras frecuentemente producirán o más bajos costos que las no-mejoradas máquinas o producirán productos de mejores calidades.

Table 17-2. Costs of Machine Q Relative to Improved Models and Obsolescence

Year	Operating cost inferiority	Quality inferiority	Obsolescence	Total relative costs
1	0	0	\$ 50	\$ 50
2	\$ 25	\$ 25	100	150
3	50	50	150	250
4	100	75	200	375
5	150	100	300	550
6	250	125	400	775
7	350	150	500	1,000
8	500	175	600	1,275
9	700	200	700	1,600

La inferioridad en el costo de operación de la máquina defensora debe de considerar no solamente los ahorros en la operación que el desafiante producirá, sino también cualquier diferencia en el precio entre la máquina desafiante y la defensora. También hay una disminución en la calidad -

de la defensora relativa a la calidad de la desafiante.

Otro costo alternativo es el representado por la disminución del ingreso neto causado por la obsolescencia - que afecta el producto o servicio de la instalación.

#### 1.4.3 Desarrollo del cálculo de la vida económica

El cálculo de la vida económica está desarrollado en la tabla 17.3. utilizando los datos estimados en costos - inherentes y relativos de las dos tablas anteriores así - como los valores de salvamento estimados para el equipo ca da año.

El costo total de servicio cada año se obtiene añadiendo los costos relativos e inherentes, la disminución en el valor de salvamento durante el año y el interés sobre el - valor al principio del año.

El costo anual equivalente si el servicio se retira a fin de año es determinado del costo anual total de las can tidades del servicio. Primero se multiplica cada costo - anual del valor del servicio por el factor  $P/F$  apropiado - al 10 % de interés, para encontrar el valor presente del - costo del servicio durante el año, luego calculando el - valor presente de los costos del servicio desde que se im- plantó, sumando los valores presentes del costo del servi- cio durante cada año hasta el año en cuestión y finalmente multiplicando este valor presente del costo del servicio - desde que se implantó por el factor  $A/P$  para así obtener - el costo anual equivalente si el equipo es retirado al fi- nal del año.

El valor mínimo del costo anual equivalente ocurre si- la instalación es retirada al final del quinto año. Este se muestra también en la figura 17.2

Table 17-3. Economic-life Calculation

Year	Inherent costs	Relative costs	Total inherent and relative costs	Est. decrease in salvage value during year	Value at beginning of year	Interest on value at beginning of year, 10 %	Total cost of service during year	SPPW 10 %	PW of cost of service during year	PW of cost of service since placed in service	CR 10 %	Annual equivalent cost if retired at end of year
1	\$ 5,950	\$ 50	\$ 6,000	\$2,000	\$5,000	\$500	\$ 8,500	0.9091	\$7.727	\$ 7.727	1.0000	\$8.500
2	5,950	150	6,100	1,000	3,000	300	7,400	0.8264	6,115	13,842	0.57619	7.976
3	6,000	250	6,250	500	2,000	200	6,950	0.7513	5,222	19,064	0.40211	7.666
4	6,125	375	6,500	300	1,500	150	6,950	0.6830	4,747	23,811	0.31547	7.512
5	6,450	550	7,000	200	1,200	120	7,320	0.6209	4,545	28,356	0.26380	7.430
6	7,025	775	7,800	150	1,000	100	8,050	0.5645	4,544	32,900	0.22961	7.551
7	8,000	1,000	9,000	125	850	85	9,210	0.5132	4,727	37,627	0.20541	7.729
8	9,225	1,275	10,500	100	725	72	10,672	0.4665	4,978	42,605	0.18744	7.986
9	10,700	1,600	12,300	75	625	62	12,437	0.4241	5,275	47,880	0.17364	8.314

243

88

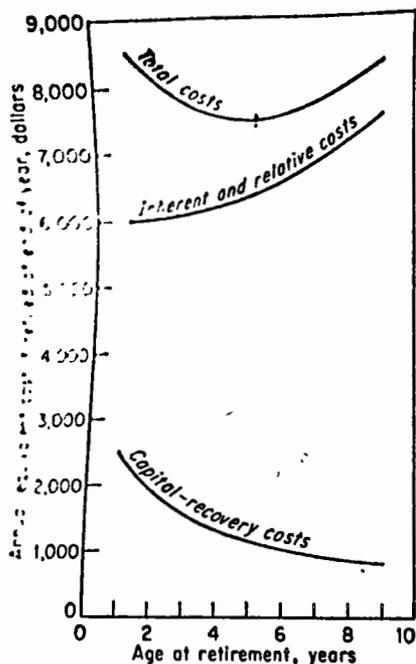


Figure 17-2. Economic-life curve of machine Q.

Podemos ver del modelo anterior que una instalación no tiene una vida económica natural. Este modelo de vida económica no es realista en el sentido de que lo podemos utilizar para predecir la vida de un activo. El modelo es realista describiendo como varios factores afectan la vida económica de un activo.

No podremos usar el modelo para predecir propósitos, porque los pronósticos de datos, no pueden ser obtenidos con la exactitud requerida. Sin embargo, podemos usar el modelo para ver claramente como cambios en varios factores afectarán la vida económica de la instalación.

### 1.5 Vida económica y el precio de la instalación

En esta sección se verá como las variaciones en el precio

de una instalación afectan su vida económica.

En la figura 17.3 están dibujadas las curvas de vida económica de las instalaciones que cuestan \$ 1 000, \$ 5 000 \$ 10 000, y \$ 25 000

Los costos inherentes y relativos son los mismos que en el ejemplo original, los porcentajes disminuídos en el valor de salvamento cada año son los mismos y el mismo 10 % como tasa de retorno es utilizado.

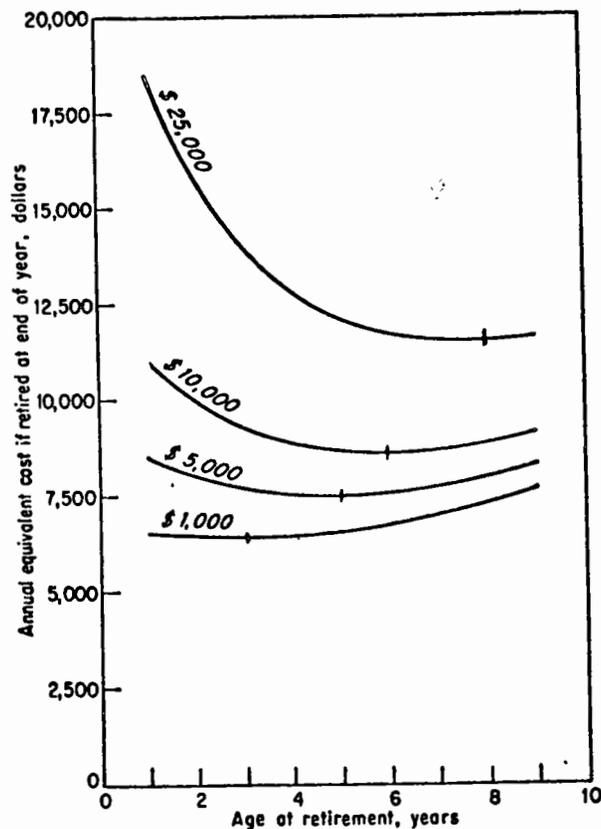


Figure 17-3. Economic-life curves for facilities costing \$1,000 to \$25,000.

## 1.6 Vida económica y la tasa de retorno

La tasa de retorno que una compañía desea de una instalación depende de muchos factores, incluyendo la tasa de interés prevaleciente y de las alternativas disponibles.

Algunas industrias requieren mayores tasas de retorno en la inversión que otras industrias.

A continuación veremos como los cambios en la tasa de retorno requerida afectan nuestros cálculos de vida económica para las instalaciones de \$ 5 000 y \$ 10 000 del ejemplo anterior

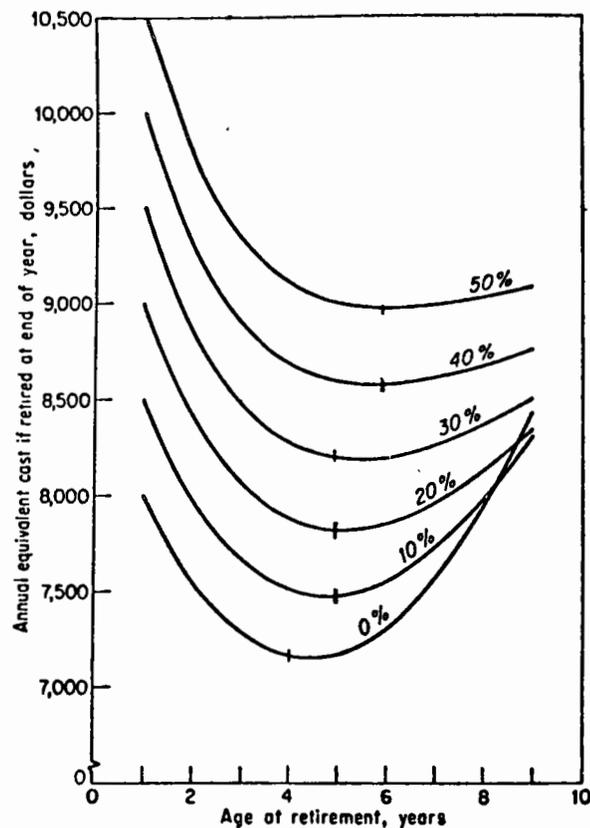


Figure 17-4. Economic-life curves at interest rates from 0 to 50 per cent, \$5,000 facility.

En la instalación de \$ 5 000 las vidas económicas -  
según las diferentes tasas de retorno se encuentran en:

Curva	Vida Económica
0 %	4 años
10 %	5 años
20 %	5 años
30 %	5 años
40 %	6 años
50 %	6 años

En la instalación de \$ 10 000 las vidas económicas, -  
según las diferentes tasas de retorno se encuentran en:

Curva	Vida Económica
0 %	5 años
10 %	6 años
20 %	6 años
30 %	7 años
40 %	7 años
50 %	8 años

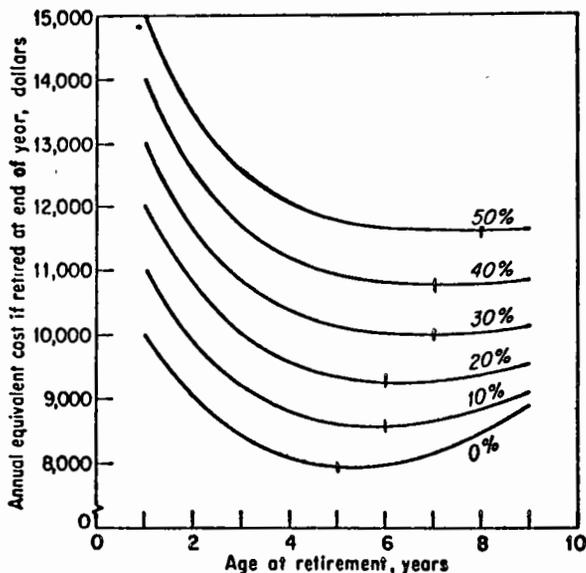


Figure 17-5. Economic-life curves at interest rates from 0 to 50 per cent, \$10,000 twenty.

### 1.7 Vida económica y la tasa de salarios

La tasa de salarios varía entre las diferentes regiones, industrias, ocupaciones, etc.

En esta sección se verá como estas variaciones en los salarios afectan la economía del reemplazo de maquinaria.

Los costos de mano de obra constituyen un porcentaje muy alto de los costos inherentes y relativos.

Dos ejemplos de los efectos de incrementar los costos de operación en 0, 10, 20, 40 y 100 por ciento son mostrados en las curvas de vida económica de las figuras 17.6 y 17.7

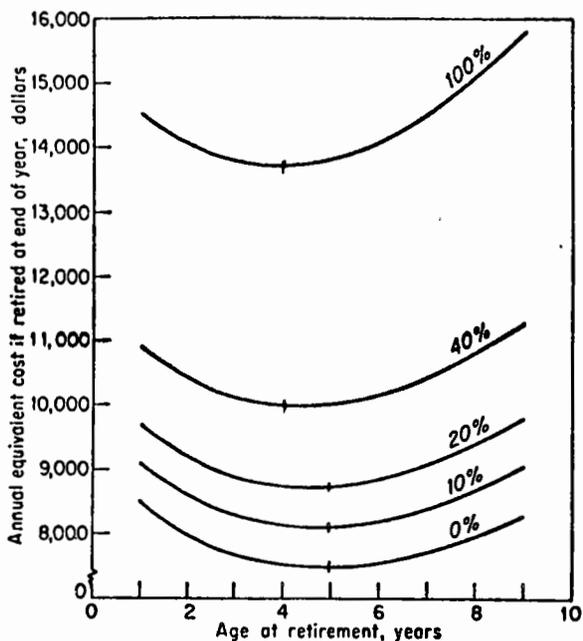


Figure 17-6. Economic-life curves with increasing inherent and relative costs, \$5,000 facility.

En la figura 17.6 están dibujadas las curvas de la vida económica de una máquina de \$ 5 000 la cual tiene actualmente una relativa vida económica corta. La vida económica de esta instalación permanece a los 5 años para un incremento del 0,10 y 20 % de los costos inherentes y relativos y disminuye a 4 años para el 40 y 100 % de incremento.

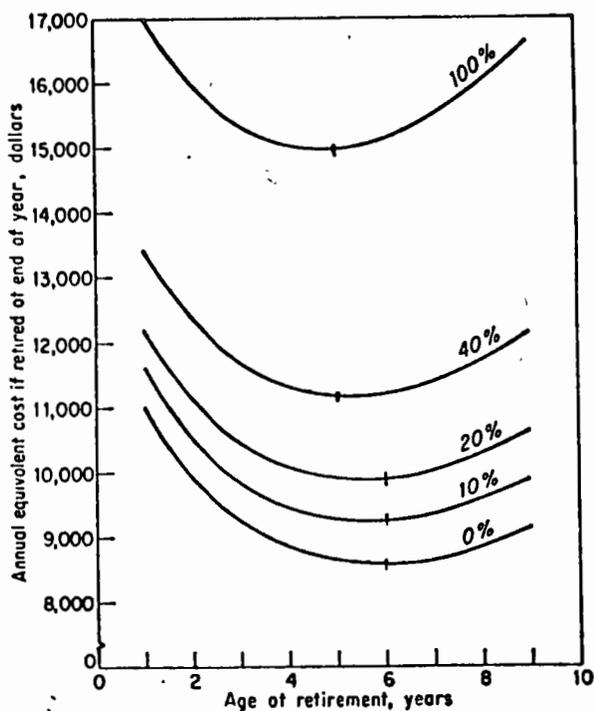


Figure 17-7. Economic-life curves with increasing inherent and relative costs, \$10,000 facility.

En la figura 17.7 están dibujadas las curvas de vida económica de una instalación de \$ 10 000 la cual tiene una vida económica mayor. La vida económica para esta instalación permanece en 6 años para un incremento de los costos inherentes y relativos del 0, 10 y 20 por ciento y decrece a 5 años para 40 y 100 por ciento de incremento.

En ambos casos un incremento en los costos inherentes y relativos tienden a acortar la vida económica de una máquina, haciendo el reemplazo económico prematuro.

### 1.8 Conclusiones del cálculo de vida económica

Las decisiones de reemplazo deben de estar basadas no en estudios de vida económica, pero si en comparaciones económicas de las ventajas y desventajas de continuar con la instalación existente ó reemplazándola con la mejor alternativa disponible.

## 2. CARACTERISTICAS DE LOS ESTUDIOS ECONOMICOS PARA EL RETIRO Y REEMPLAZO

### 2.1 Aspectos especiales de los estudios económicos

En esta sección nos concentraremos en ciertos aspectos especiales de los estudios para el retiro y reemplazo como sigue:

- Los costos de recuperación de capital por extender los servicios del equipo defensor son calculados en forma diferente de los costos de recuperación de capital de los equipos desafiantes o retadores.

- Existen algunas dificultades en la estimación de los efectos de la decisión respecto al retiro y reemplazo en los flujos de efectivo para los impuestos por ingresos. Algunos aspectos de estos puntos serán vistos en los

ejemplos 1 y 2. Los ejemplos 1 y 2 son casos donde la vida de servicio restante estimada del defensor es la misma vida de servicio total estimada para el equipo desafiante.

## 2.2 Ejemplos de estudios económicos para el retiro y reemplazo

Cada uno de los ejemplos, primero será analizado por la comparación de costos anuales antes de impuestos. El efecto en gastos previstos por impuestos en la decisión de retirar o reemplazar será calculada y la comparación de costos anuales será hecha después de impuestos.

Finalmente se harán cálculos de la tasa de retorno antes y después de impuestos.

### 2.2.1 Ejemplo No. 1

Una compañía manufacturera tiene una bodega en la ciudad, lejos de su planta. Se les presenta la oportunidad de alquilar otra bodega de igual capacidad y se les ofrece una buena oportunidad de compra o venta para la bodega de que son dueños.

La propiedad fue comprada hacía 10 años en \$ 50 000 y para propósitos contables estaba dividida en \$ 40 000 de la construcción y \$ 10 000 de la tierra. Para la depreciación del edificio se usó depreciación en línea recta por 40 años de vida y valor de salvamento nulo. La bodega ahora puede ser vendida por \$ 60 000 netos después de gastos de venta.

Recientemente los gastos de la bodega promediaron \$ 3 220 por operación y mantenimiento, \$ 1 120 por impuestos de la renta, \$ 210 por seguro del edificio y

\$ 700 por seguro de la mercancía.

Un contrato por 10 años puede ser obtenido por igual - espacio rentando una bodega a \$ 9 300 al año, los gastos adicionales por operación son \$ 1 200 y el seguro de la - mercancía se reducirá en \$ 450 al año.

Si se decide mantener la bodega actual se haría por - 10 años y a ese tiempo tendría un valor de salvamento de - \$ 45 000

En el estudio antes de impuestos de la compañía la mínima tasa de retorno atractiva es de 12 % y en estudios - después de impuestos es del 6 %.

Se supone una tasa de impuesto efectiva del 50 % sobre ingresos. Las ganancias de capital a largo plazo y las ganancias por venta de inmuebles y activos depreciables se - rá con un impuesto del 25 %.

2.2.1.1 Comparación de costos anuales antes de impuestos

Usando el 12 % estipulado en la mínima tasa de retorno atractiva, los costos anuales comparativos para un período de 10 años son:

Plan de bodega actual

CR = ( 60 000 - 45 000 ) ( A/P - 12 % - 10 )	
+ 45 000 ( 0.12 ) . . . . .	8 055
Operación y mantenimiento . . . . .	3 220
Impuestos sobre la propiedad . . . . .	1 120
Seguros de edificio y mercancía . . . . .	<u>910</u>
Total de costos anuales	\$ 13 305

## Plan de bodega alquilada

Renta . . . . .	9 300
Operación . . . . .	1 200
Seguro de mercancía . . . . .	<u>450</u>
Total de costos anuales	\$10 950

Lo cual favorece a la renta de la bodega

2.2.1.2 Comparación de costos anuales después de impuestos.

## Plan de bodega actual

CR = ( 55 000 - 41 250 ) (A/P - 6% - 10 )	
+ 412 520 ( 0.06 ) . . . . .	4 343
Operación y mantenimiento . . . . .	3 220
Impuestos de la propiedad . . . . .	1 120
Seguros de edificio y mercancía . . . . .	910
Impuestos sobre ingresos adicionales, en lugar de rentar . . . . .	<u>2 350</u>
Total	\$ 11 943

## Plan de bodega rentada

Renta . . . . .	9 300
Operación . . . . .	1 200
Seguro sobre mercancía . . . . .	<u>450</u>
Total	\$10 950

Lo cual favorece también a la renta pero en menor proporción que antes de impuestos.

## 2.2.1.3 Cálculo de la tasa de retorno

La diferencia prospectiva entre los flujos de efectivo bajo renta. Sobre el continuar con la bodega actual se puede tabular así:

Año	Diferencia antes de impuestos	Diferencia en impuestos	Diferencia después de impuestos
0	+ 60 000	- 5 000	+ 55 000
1-10	- 5 700 /año	+ 2 350/año	- 3 350/año
10	<u>- 45 000</u>	<u>+ 3 750</u>	<u>- 41 250</u>
Total	-\$ 42 000	+\$ 22 250	-\$ 19 750

Por medio de prueba y error concluimos que el valor presente de la serie antes de impuestos es cero con una tasa de interés del 7.8 % y el valor presente de la serie después de impuesto es cero con una tasa de interés del 4.0 %

## 2.2.2 Ejemplo No. 2

Hace un año se compró una bomba con un costo de \$ 1925 instalada, pero la bomba no era la adecuada para el servicio y como consecuencia los costos de operación fueron muy altos \$ 900

Actualmente después de un año se le ofrece una bomba nueva, para satisfacer las necesidades, la cual tiene un costo de \$ 1 650 instalada y garantizada que reducirá los costos de operación a \$ 500 y la bomba original se puede vender en \$ 375.

Para el estudio económico se supone una vida de 10 --

años y valor de salvamento nulo para ambas alternativas. -  
 Los impuestos son del 40 % del ingreso. La tasa mínima de  
 retorno es del 10 % antes de impuestos y del 6 % después de  
 impuestos.

Para la depreciación se utilizará años dígitos con 10 -  
 años de vida y cero valor de salvamento en ambos casos.

#### 2.2.2.1 Comparación de costos anuales antes de impuestos.

Los costos anuales comparativos para un período de 10 -  
 años es como sigue:

##### Bomba actual

CR = 375 ( A/P - 10 % - 10 ) . . . . .	61
Costos de operación . . . . .	<u>900</u>
Total	\$ 961

##### Bomba propuesta

CR = \$ 1650 ( A/P - 10 % - 10 ) . . . . .	269
Costos de operación . . . . .	<u>500</u>
Total	\$ 769

Lo cual favorece a la bomba propuesta

#### 2.2.2.2 Comparación de costos anuales después de impues - tos.

##### Bomba actual

CR = \$ 855 ( A/F - 6 % - 10 ) . . . . .	116
Costos de operación . . . . .	<u>900</u>
Total	\$ 1 016

## Bomba presente

CR = 1650 ( A/P - 6 % - 10 ) . . . . .	224
Costos de operación . . . . .	500
Impuesto sobre ingresos extra =	
166 - 2 ( gf - 6 % - 10 ) . . . . .	<u>158</u>
Total	\$ 882

Lo cual también favorece a la bomba propuesta.

## 2.2.2.3 Cálculo de la tasa de retorno

Las diferentes esperadas en flujos de efectivo entre el defensor y el desafiante deben estar tabuladas en la siguiente forma:

Año	Diferencia antes de impuestos	Diferencia en impuestos	Diferencia después de impuestos -
0	- 1 275	+ 480	- 795
1	+ 400	- 166	+ 234
2	+ 400	- 164	+ 236
3	+ 400	- 162	+ 238
4	+ 400	- 100	+ 240
5	+ 400	- 158	+ 242
6	+ 400	- 156	+ 244
7	+ 400	- 154	+ 246
8	+ 400	- 152	+ 248
9	+ 400	- 150	+ 250
10	+ 400	- 148	+ 252
Total	+\$ 2 725	-\$ 1 090	+\$ 1 635

Los cálculos por prueba y error indican que el valor

presente de la serie antes de impuestos es cero con un interés del 29 % y el valor presente de la serie después de impuestos es cero con un interés del 28 %

### 2.2.3 Características de los estudios económicos anteriores.

En general en los estudios económicos para el retiro y reemplazo, las diferencias en flujos de efectivo "antes" de impuestos no serán afectados por las inversiones pasadas en activos considerados como candidatos para el retiro.

En efecto una consideración racional de los aspectos de impuestos sobre ingresos en el retiro puede conducir a conclusiones completamente opuestas a las que se llegaría por pura intuición.

### 2.2.4 Costo Anual - vs - Tasa de Retorno como métodos de análisis en Economía del Reemplazo.

En los ejemplos anteriores la estipulada mínima tasa de retorno atractiva fue usada como la tasa de interés en la comparación de los costos anuales.

Donde esto se hace, la alternativa favorecida por el análisis del costo anual será la misma que la favorecida por un análisis basado en la tasa de retorno.

Como en todos los estudios económicos la técnica del costo anual tiende a ser más simple de aplicar ya que los estudios basados en la tasa de retorno requieren de soluciones por medio de la prueba y el error.

Aunque existen otros métodos prácticos para los análisis económicos como lo son:

- Método de costo anual comparativo (CAC )

- Método M A P I
- Método de Transigencia
- Método de Recuperación de Inversión

Los cuales son muy usados cuando el número de alternativas a analizar es muy grande y el utilizar los métodos teóricos establecidos, llevarían a tomar mucho tiempo para el análisis entre todas las alternativas posibles.

## DIVERSOS ASPECTOS LEGALES QUE DEBE CONOCER EL INGENIERO ENCARGADO DE LA EJECUCION DE UNA OBRA.

Lic. Humberto Zavala Palma

En esta plática vamos a referirnos a diversos aspectos legales que el Ingeniero debe conocer a fin de llevar adecuadamente la administración de la obra a su cargo; para tal efecto analizaremos diversas disposiciones de la Ley Federal -- del Trabajo, de la Ley del Seguro Social y de las leyes relativas a los impuestos, tales como Impuesto Sobre la Renta, Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles y otros impuestos estatales.

### LEY FEDERAL DEL TRABAJO.

#### 1.- SUBCONTRATISTAS.

La nueva Ley Federal del Trabajo establece en forma más clara y categórica - que los subcontratistas, ya se trate de personas físicas o de sociedades deben - ser considerados intermediarios si CARECEN DE ELEMENTOS PROPIOS SUFICIENTES para dar cumplimiento a las obligaciones que contraigan en relación con los trabajadores que utilicen y que las empresas que encomienden los trabajos serán solidariamente responsables con dichos subcontratistas de las obligaciones laborales que éstos dejen de cumplir.

Además, los trabajadores que empleen los subcontratistas tendrán derecho a disfrutar de salarios y prestaciones proporcionalmente iguales a los que tengan señalados los trabajadores que directamente dependan de la empresa.

Con el fin de que la empresa no incurra en responsabilidades el Ingeniero debe-

tener en consideración lo siguiente:

- 1.- Procurar no subcontratar sino realizar los trabajos directamente con elementos propios de la empresa.
- 2.- En los casos en que sea imprescindible la subcontratación, utilizar solamente a sociedades legalmente constituidas y no contratar personas físicas (maestros, profesionales, etc.), que se ostenten como empresarios, pero que carecen de los elementos suficientes.
- 3.- Pactar y hacer siempre retenciones de las estimaciones de los subcontratistas a fin de que esas cantidades sirvan de garantía a la empresa en los casos de incumplimiento de los subcontratistas.
- 4.- Si se tiene interés en utilizar servicios como subcontratistas maestros o profesionales, es preferible que los utilicen como destajistas, es decir, incluyendo a ellos y a su personal en la lista de raya de la empresa y dándoles en general el tratamiento de trabajadores de la misma.

Queremos hacer hincapié en la diferencia que existe entre DESTAJISTA y SUBCONTRATISTA: por subcontratista debe entenderse al empresario, persona física o moral que cuenta con los elementos suficientes para ejecutar la obra por su cuenta y ser solvente de todas las responsabilidades inherentes al patrón; en cambio, el destajista es un trabajador que presta sus servicios mediante el pago de un salario que se calcula por unidad de obra. Precisamente la forma de pago del destajista es lo que presta a confusión a la mayor parte de los ingenieros que creen que por pagar por unidad de obra ya se trata de un subcontratista; otra diferencia entre el destajista y el subcontratista es que el primero se rige en sus relaciones-

con la empresa por la Ley Federal del Trabajo y, en cambio, el segundo por el Código Civil, ya que lo que se celebra con él es un Contrato de Obra a Precios Unitarios.

Con relación a los subcontratistas volveremos a referirnos al hablar del Instructivo para la aplicación del Reglamento de Trabajadores Temporales y Eventuales - para los Trabajadores de la Industria de la Construcción para efectos de la Ley del Seguro Social.

## II.- RESCISION DEL CONTRATO DE TRABAJO.

Es conveniente señalar que el Ingeniero debe tener en consideración que el trabajador puede rescindir su Contrato de Trabajo por causas imputables al patrón - cuando éste injurie al trabajador, le dé malos tratos, lo amenace, no le pague el salario, se lo pague incompleto, se lo reduzca, se lo pague con retraso o en lugar distinto al convenido, entre otras causas que señala la propia Ley.

## III.- TIEMPO PARA DESCANSO Y ALIMENTOS.

Durante la jornada continúa de trabajo debe concederse a los trabajadores, por lo menos, media hora de descanso; esta media hora puede aprovecharse también - para los alimentos ya que no existe obligación de otorgar tiempo distinto para cada fin. Esta media hora que se concede de descanso y que se puede utilizar para tomar los alimentos, deberá ser computada como tiempo efectivo dentro de la - jornada, es decir, que deberá ser pagada.

## IV.- HORAS EXTRAS.

Con relación a las horas extras no deben de trabajarse más de tres horas extras diarias ni más de tres veces por semana. Cada hora extra debe pagarse a razón del doble del valor de las ordinarias siempre que el número total de ellas no pase de nueve en una semana, si se viola la prohibición y se excede de ese número, el excedente se pagará al triple.

#### V.- TRABAJO EN DIAS DE DESCANSO SEMANAL.

Los trabajadores deben disfrutar siempre de su día de descanso semanal, en casos extraordinarios, en que por la urgencia del trabajo laboren ese día, deberá pagárseles a razón de salario doble el trabajo que ejecuten con independencia del salario que les corresponde por el día de descanso semanal obligatorio.

#### VI.- PRIMA DE TRABAJO EN DOMINGO.

Los trabajadores deben gozar de su descanso semanal PRECISAMENTE EN DOMINGO. Sólo cuando se trate de casos debidamente justificados, por ejemplo, el de los vigilantes y, en general, el de personas que laboren en actividades continuas que no puedan suspenderse, podrá trabajarse en domingo y concederse el descanso semanal en cualquier otro día de la semana, en estos casos, deberá pagarse a los trabajadores por el solo hecho de trabajar ordinariamente en Domingo una prima adicional igual al 25% del importe de su salario base.

#### VII.- TRABAJO EN DIAS DE DESCANSO OBLIGATORIO (FERIADOS).

Quando por circunstancias extraordinarias los trabajadores labores en los días de descanso obligatorio (feriados), establecidos por la Ley se les deberá pagar salario doble además del salario que les corresponda por el día de descanso feriado.

Los días feriados con goce de sueldo actualmente son: el 1o. de enero, 5 de febrero, 21 de marzo, 1o. de mayo, 16 de septiembre, 20 de noviembre y 25 de diciembre y el 1o. de diciembre de cada seis años cuando corresponde la -- transmisión del Poder Ejecutivo Federal.

#### VIII.- VACACIONES.

Los trabajadores que hayan cumplido un año de servicios tendrán derecho a un período mínimo de vacaciones de seis días, por cada año posterior, dicho período, se aumentará en dos días hasta llegar a doce. Después del cuarto año el período de vacaciones se aumentará en dos días por cada cinco años de servicios; por lo tanto, los trabajadores que hayan cumplido nueve años disfrutarán de catorce días de vacaciones y así sucesivamente por cada cinco años de servicios se aumentarán dos días más de vacaciones. El número de días de vacaciones a que tenga derecho cada trabajador podrá dividirse, pero en ningún caso -- deberá disfrutar el trabajador de cuando menos seis días continuos de vacaciones. Los trabajadores deben gozar de sus vacaciones dentro de los seis meses siguientes al día en que hayan cumplido el año o años de servicios.

Las vacaciones deben concederse realmente y no darse una remuneración económica a cambio de ellas mientras el trabajador continúe al servicio del patrón, -- por lo tanto, sólo cuando cause baja cualesquiera que sea la causa, podrá pagarse el salario correspondiente a los días de vacaciones a que tenga derecho el -- trabajador. Si al ocurrir la baja aún no cumple el año de servicios, deberá pagársele en forma proporcional al tiempo de servicios prestados.

IX.- PRIMA DE VACACIONES.

La nueva ley laboral también establece una prima igual al 25% sobre los salarios correspondientes al período de vacaciones a que tengan derecho los trabajadores.

X.- TRABAJADORES DE MENOS DE 18 AÑOS.

La nueva ley prohíbe la utilización de los menores de 18 años en trabajos nocturnos industriales, por lo tanto, no se deben utilizar en las obras de construcción en razón de que frecuentemente se laboran en ellas tres turnos y periódicamente se hace cambiar a los trabajadores de un turno a otro, razón por la cual no sería difícil pasar desapercibido el cambio de trabajadores de dieciocho años a la jornada nocturna.

XI.- RIESGOS DE TRABAJO (ACCIDENTES Y ENFERMEDADES A CONSECUENCIA DEL TRABAJO)

SE DEBE TENER PRESENTE QUE LAS DISPOSICIONES DE LA LEY FEDERAL DEL TRABAJO SOBRE ESTA MATERIA SE APLICAN SOLO CUANDO EN EL LUGAR EN QUE SE ESTAN EJECUTANDO LOS TRABAJOS NO SE ENCUENTRA IMPLANTADO EL REGIMEN DEL IMSS.

SEGURO SOCIAL.

Pasaremos ahora a analizar el Instructivo para aplicar a los trabajadores de la industria de la construcción el Reglamento que incorpora al régimen de seguridad social a los trabajadores temporales y eventuales.

Con fecha 30 de agosto de 1969 entró en vigor el actual Instructivo . Con ante-

rioridad existieron otros instructivos pero no tiene objeto que nos detengamos a analizarlos por ya no estar en vigor.

Antes de señalar las principales características del Instructivo en vigor es aconsejable que previamente a la iniciación de cualquier obra se haga una solicitud por escrito a la Delegación correspondiente del Instituto a fin de que manifieste si prestará los servicios del mismo a los trabajadores o no, en el lugar de la obra. La misma información deberá obtenerse cuando se pretende ampliar la obra a otro Municipio distinto a aquel en que se esté trabajando.

Si el Seguro Social se encuentra implantado al iniciarse la obra o llega a implantarse posteriormente durante la ejecución de los trabajos, de conformidad con el Instructivo, se debe proceder de la siguiente manera:

1o.- INSCRIPCIÓN DE LA EMPRESA.- Antes de la iniciación de los trabajos en cada Municipio donde se vayan a ejecutar obras, la empresa deberá inscribirse en los servicios de afiliación del IMSS, como patrón que utiliza trabajadores por obra determinada, temporales o eventuales, la inscripción debe hacerse en las formas especiales que para tal fin proporciona el Instituto y debe cuidarse que la copia que el Instituto devuelva de inmediato a la empresa TENGA EL SELLO-FECHADOR DE RECIBIDO Y ANOTADO EL NUMERO DE REGISTRO PATRONAL; para este trámite deberá acompañarse carta poder y presentarse el testimonio notarial de la escritura constitutiva de la empresa a fin de exhibirla en caso de que se requiera, así como una copia fotostática del mismo, para que en su caso sea la quede en poder del IMSS.

Si los trabajos de una misma obra, por ejemplo una carretera se ejecutan simultáneamente en distintos Municipios sujetos al Seguro Social, deberá llevarse a cabo la inscripción de la empresa en cada uno de ellos.

Al llenar el aviso de inscripción se indicará la actividad a que se dedicará la misma en el lugar de ejecución de los trabajos, si en el Municipio de la inscripción la empresa tiene exclusivamente oficinas se deberá indicar como actividad "Oficina de Negocios varios, Clase I-5%", pero si en el mismo Municipio de la inscripción la empresa tiene oficinas y además ejecutará la obra, se indicará como actividad "Construcciones en General, Clase V-125%".

Cuando terminen los trabajos de construcción y subsistan las oficinas o alguna otra actividad que no sea esencialmente de construcción, dentro de los cinco días siguientes deberá darse aviso de terminación de la obra al IMSS en la forma que éste proporciona para ese fin, al mismo tiempo, deberá acompañarse la solicitud de cambio de Clase V a I.

Como consecuencia del aviso y solicitud a que se refiere el párrafo anterior, las cuotas para el seguro de riesgos profesionales deberán pagarse a partir del bimestre siguiente a razón del 5%; se sugiere la conveniencia de no registrar en el régimen ordinario al personal técnico y administrativo si su trabajo lo realizan en el mismo Municipio donde se esté ejecutando la obra y consecuentemente el personal de oficina y el técnico deberá aparecer en el mismo régimen del personal obrero, es decir, en el de trabajadores temporales y eventuales.

2o.- REGISTRO DE FIRMAS.- Al mismo tiempo de presentarse el aviso de inscrip

ción debe registrarse ante la Delegación del IMSS correspondiente la firma o -- firmas del empleado o empleados facultados por la empresa para hacer trámites y gestiones ante el propio Instituto y si dicho empleado o empleados dejan de prestar servicios a la obra se deberá comunicarse este hecho de inmediato al IMSS y al mismo tiempo registrar la firma o firmas del o de los que los sustituyan.

3o.- REGISTRO DE OBRA.- Dentro de los cinco días siguientes a la iniciación de las labores en una obra, ésta debe registrarse utilizando la forma especial -- que para este fin proporciona el IMSS. Deberá cuidarse que el IMSS de inmediato devuelva a la empresa la copia del aviso de registro de la obra con el - sello fechador de recibido y anotado el número de registro que le corresponda - a la obra. Este registro deberá hacerse por cada una de las obras que lleve a cabo la empresa aún cuando se encuentren en el mismo Municipio.

4o.- AVISO DE INCIDENCIAS DE LAS OBRAS.- También deberá darse aviso - al IMSS en los casos siguientes: a).- Por terminación de obra. b).- Por sus-- pensión de la misma. c).- Por reiniciación de obra. d).- Por ampliación de obra. e).- por terminación de obra. f).- Por prórroga de obra.

Todos estos avisos deberán darse en las formas que para tal efecto proporciona el IMSS.

En los casos de suspensión y de terminación de obras, no deben haber obreros trabajando a la fecha del aviso; al comunicarse al IMSS la suspensión o terminación de la obra deberán devolverse los "Avisos de Trabajo" no utilizados a que me - referiré más adelante, así como los que por cualquier causa se hubieren inutilizado

y deberá recabarse por esos documentos el recibo correspondiente del IMSS.

Se debe tener muy en cuenta que si no se presentan los avisos de terminación o suspensión el IMSS formulará liquidaciones por cuotas obrero patronales como si tales incidencias no hubieran sucedido hasta que se le demuestre la terminación de la obra y se le devuelvan los avisos de trabajo. En caso de que la empresa continúe expidiendo avisos de trabajo con posterioridad a la terminación o suspensión de la obra, los avisos de terminación o suspensión no surtirán efectos, es decir, el Instituto considerará que se continúa laborando en la obra.

5o.- REGISTRO Y CONTRATACION DE TRABAJADORES.- De conformidad con el Instructivo para la aplicación del Reglamento de Trabajadores Temporales y Eventuales a los Trabajadores de la Industria de la Construcción no deberán presentarse al IMSS avisos de inscripción ni de cambio de salario, ni de baja, ni de reingreso de los trabajadores, por lo tanto, solo se deberán contratar a trabajadores que presenten su correspondiente credencial bien sea del régimen ordinario o del eventual con el número de afiliación y con retrato del propio trabajador expedido por el IMSS o bien que exhiban copia de su aviso de inscripción dada por ellos mismos o por cualquier otro patrón.

Es conveniente en el caso de que la credencial no cuente con retrato o de que el trabajador presente solo copia de su aviso de inscripción, exigirle cualquier otro documento de preferencia oficial, para identificar plenamente que la copia del aviso o la credencial corresponden al trabajador.

También es aconsejable obtener y conservar en poder de la empresa copia fotostá

tica de la tarjeta de afiliación o del aviso de inscripción o de las credenciales o cualquier otro medio de identificación que hubiere exhibido el trabajador, de no ser posible, cuando menos debe tomarse el nombre completo así como el número y lugar de afiliación y describirse los documentos de identificación, diciendo en que consisten, fecha de ellos, número que tengan y persona que los hubiere expedido. Estas notas deberán agregarse al expediente del trabajador.

Cuando haya urgencia de contratar de inmediato a trabajadores que no están registrados, la empresa podrá elaborar los avisos de inscripción correspondientes y presentarlos también de inmediato al Seguro Social, pero en ningún caso es aconsejable que se valgan de la posibilidad de dar aviso provisional de inscripción mediante relación que se presente al IMSS de los trabajadores que se contraten pues la experiencia nos ha enseñado que los jefes administrativos o de personal en las obras con frecuencia se olvidan de regularizar posteriormente dichos avisos de inscripción. En concreto, lo aconsejable es no contratar trabajadores que carezcan de su credencial o bien de su aviso de inscripción e indicarles que se inscriban personalmente y regresen con su aviso de inscripción con el sello de recibido del Instituto si desean ser contratados.

6o.- SUBCONTRATISTAS.- Ahora nos vamos a referir a los subcontratistas en relación con el Instructivo de aplicación del Reglamento para Trabajadores Temporales y Eventuales para los Trabajadores de la Industria de la Construcción; a fin de que la empresa quede liberada de la solidaridad que le impone el Instructivo se recomienda que previamente al otorgamiento de los subcontratos, se cerciore de que los candidatos a subcontratistas sean personal solventes moral y - - -

económicamente y para ello deberá exigirles constancia oficial de: a).- Su ins  
cripción en el Registro Federal de Causantes. b).- Su empadronamiento y núme  
ro en Ingresos Mercantiles. c).- Su registro patronal en el IMSS como patrones  
que utilizarán trabajadores a obra determinada, temporales o eventuales en el -  
lugar de ejecución de los trabajos. d).- Su inscripción y número en la - - -  
C.N.I.C. o en aquélla a la que corresponda la actividad a que se dedique. -  
e).- Testimonio notarial con el que se acredite la legal constitución de la so--  
ciedad ( en caso de tratarse de una sociedad mercantil) y las facultades que --  
tenga para obligar a la empresa subcontratista, quien vaya a firmar el contrato--  
respectivo. Este documento debe contener la constancia de su inscripción en el  
Registro Público de la Propiedad, Sección de Comercio. f).- Carta poder en -  
favor de la persona que designen para tratar con la empresa principal todo lo -  
relativo a la obra que se le encomiende.

7o.- CELEBRACION DEL SUBCONTRATO.- Reunidos estos documentos, deberá--  
procederse a elaborar el correspondiente contrato de obra con él o los subcon--  
tratistas aprobados. Aprovechamos aquí señalar la conveniencia de que en di--  
cho contrato se establezca una cláusula en la cual se imponga al subcontratista  
la obligación de celebrar contrato de trabajo con el mismo sindicato, esto es --  
con el fin de evitar que en una misma obra existan diversas agrupaciones obreras  
ya que la práctica nos ha enseñado que siempre crea problemas esta situación.

8o.- AVISO DE SUBCONTRATACION.- Inmediatamente que se firme el contra--  
to con el subcontratista, deberá darse aviso por escrito al IMSS de estar utilizan  
do a dicho subcontratista, pues mientras el Instituto no reciba el aviso de - -

subcontratación estimará que los trabajadores del subcontratista de que se trate - lo son de la empresa principal y responsabilizará a ésta de las cuotas, atencio-- nes médicas, subsidios, capitales constitutivos, multas, intereses, etc., por lo -- que a tales trabajadores se refiere.

9o.- AVISO DE REGISTRO DE OBRA.- Dentro de los cinco días siguientes a - la firma del contrato, los subcontratistas deben registrar en el IMSS la obra que se les encomienda por el contratista principal usando la forma de aviso de regis-- tro de obra que para tal efecto proporciona el IMSS. De este aviso, con sello-- fechador de recepción y número de registro que haya correspondido a la obra en -- comendada al subcontratista, deberá entregarse una copia a la empresa principal y ésta conservarla en el expediente de aquél.

También como una medida de seguridad es aconsejable exigir semanalmente a los subcontratistas copia de su lista de raya y bimestralmente copia de su planilla - de liquidación de cuotas obrero patronales y verificar que todo el personal que utilicen se encuentra incluido en las listas de raya y en la planilla de referen-- cia.

10o.- DOCUMENTOS.- Todos los documentos que se mencionan en este capít-- tulo y que se deben exigir a los subcontratistas deben ser conservados en un -- expediente que expresamente se forme a cada subcontratista.

11o.- IMPORTE DE CUOTAS OBRERO PATRONALES.- De conformidad con el - Instructivo, el importe de las cuotas obrero patronales es el 19.6875% de los sa -- larios base diarios que obtengan los trabajadores (3.75% trabajador y 15.9375% patrón). La percepción del séptimo día debe tomarse en cuenta para determinar

los ingresos base de cotización.

En nuestro concepto las horas extras no forman parte de la base para efectos de cotización cualquiera que sea su número. El Consejo Técnico del IMSS en diversas resoluciones ha determinado que las horas extras cuando excedan de nueve horas semanales, deben ser base para aplicar la cuota obrero patronal del Seguro Social.

12o.- DESCUENTO DE CUOTA OBRERA.- Para descontarla es conveniente observar las siguientes reglas: a).- Si el salario base que tenga asignado cada trabajador es superior al salario mínimo legal del del lugar en que se está ejecutando los trabajos pero no mayor de \$250.00 el total de la percepción semanal (incluyendo séptimo día y excluyendo horas extras), se le debe aplicar el 3.75% como cuota obrera. b).- Si el salario base diario es igual al mínimo legal no se deberá descontar al trabajador cuota del IMSS, pues ésta estará a cargo de la empresa. c).- Si el salario base del trabajador es superior a \$250.00 sólo se tomará en consideración para fines de la cotización de aplicar el 3.75% de cuota del Seguro Social la cantidad que resulte de multiplicar la cantidad de \$250.00 por el número de días ordinarios de la semana en que se obtuvo el salario aumentado con la percepción correspondiente al séptimo día, calculada también sobre la base de \$250.00.

13o.- PAGO DE CUOTAS OBRERO PATRONALES.- De conformidad con el Instructivo y la ley se pagarán las cuotas obrero patronales al IMSS en sus oficinas o en los bancos autorizados para ello dentro de los quince primeros días de los

meses de enero, marzo, mayo, julio, septiembre y noviembre de cada año; si el día quince fuere feriado, el plazo se prorrogará hasta el primer día hábil siguiente.

El pago debe efectuarse en las formas de PLANILLA DE PAGO DE CUOTAS - - OBRERO PATRONALES O TRABAJADORES TEMPORALES, EVENTUALES Y A - - OBRA DETERMINADA DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION, que proporciona gratuitamente el Instituto y al presentarse en las cajas del IMSS o de los bancos autorizados por éste, la correspondiente planilla deberá cuidarse que se devuelva a la empresa en ese acto, la segunda copia de dicho documento, debidamente estampados en él el sello de pago y la firma del cajero y la fecha del pago.

Por cada obra que se realice con distinto número de registro de obra, aunque sea dentro del mismo Municipio deberá elaborarse listas de raya y planillas bimestrales por separado y pagarse cada una también por separado.

14o.- AVISOS DE TRABAJO.- De conformidad con el Instructivo que se comenta para que los trabajadores de la Industria de la Construcción puedan recibir los servicios en las clínicas del IMSS, es requisito indispensable que la empresa les expida los avisos de trabajo en las formas que al efecto proporciona el IMSS, las cuales deben ser solicitadas por la empresa al IMSS, en el momento de presentar el aviso de registro de obra procurando que se le dote del suficiente número de avisos de trabajo. Debe cuidarse tener en la obra permanentemente la cantidad mínima indispensable para evitar que en un momento dado se queden sin servicio médico los trabajadores o sus familiares por falta de tales avisos.

La empresa deberá expedir los avisos de trabajo en el momento en que le sean solicitados por los trabajadores, cualesquiera que sea el número de días que hubieren laborado, cuidando expedirlos únicamente a los trabajadores que real y efectivamente estén prestando sus servicios en la obra, por lo tanto, no se deberán expedir avisos de trabajo a los trabajadores que ya no estén prestando servicios o cuando la empresa haya presentado aviso de suspensión o de terminación de obra. Es conveniente recalcar que estos avisos únicamente se deben expedir a los trabajadores a quienes les es aplicable el Instructivo y de ninguna manera a trabajadores del régimen ordinario.

Debe tenerse presente que expedir los avisos de trabajo fuera de las condiciones antes mencionadas o falseando los datos que deban contener hace responsable a la empresa del costo de los servicios que preste el Instituto de los gastos que efectúe, de los capitales constitutivos que éste llegue a aplicar y de las multas que se imponga a la empresa.

En caso de que el número de días o el salario certificado por la empresa no se ajuste a la verdad o que el trabajador no aparezca en la lista de raya de la semana en que ocurriera el riesgo o de que no se le haya relacionado cotizando en la planilla bimestral de pago de cuotas, el IMSS puede cobrarle a la empresa el importe de los gastos que haga para atender al trabajador que sufra el riesgo, así como el importe de los capitales constitutivos respectivos para otorgar las compensaciones que, en su caso, procedan.

Hacemos resaltar que CERTIFICAR CON FALSEDAD los datos que deban contener

los avisos de trabajo pueden traer también como consecuencia, además de las responsabilidades mencionadas en los párrafos precedentes, que el IMSS proceda PENALMENTE por el DELITO DE FRAUDE en contra de los empleados y/o funcionarios de la empresa.

Por lo anterior, debe ponerse especial atención al anotar en los avisos de trabajo los datos relativos al salario devengado y días trabajados, así como cuidar con esmero que no se omitan en la lista de raya, de la semana en que ocurrió el riesgo, a los trabajadores que lo sufrieran y que tampoco deje de incluirse en la planilla bimestral de pago de cuotas.

En los casos de riesgos profesionales o de accidentes en tránsito deberá extenderse además de los avisos de trabajo las formas RPM-1, RPM-7 o la IMSS 4-55, según el caso correctamente formuladas.

Cuando se solicite al IMSS nueva dotación de avisos de trabajo, deberá devolverse el cuadruplicado de los avisos expedidos así como el original y las restantes copias de los que por cualquier causa se hubieren inutilizado, siendo aconsejable, antes de entregar éstos últimos, cruzarlos con la palabra NULO en letras grandes.

NO DEBEN DEVOLVERSE ESTOS DOCUMENTOS AL IMSS si éste no otorga por ellos el correspondiente recibo.

15o.- DURACION DE LOS AVISOS DE TRABAJO.- De los avisos de trabajo deben entregarse al trabajador original y dos copias. Los avisos de trabajo tienen una duración normal de quince días, sin embargo, cuando el trabajador haya

laborado y aparezca en listas de raya ocho semanas ininterrumpidas (cincuenta y seis días ininterrumpidos y completos incluyendo séptimo día), anteriores a la expedición del aviso, podrá el aviso de trabajo tener vigor durante cincuenta y seis días.

## I M P U E S T O S .

IMPUESTO SOBRE LA RENTA.- En este renglón los conocimientos del Ingeniero encargado de la obra deben circunscribirse a los puntos siguientes:

- a) Deberá retener mensualmente a los trabajadores el Impuesto Sobre la Renta correspondiente a las personas físicas que prestan sus servicios a la orden de un patrón y que de conformidad con la Ley se denomina Impuestos Sobre el Producto del Trabajo, de conformidad con la tarifa contenida en el artículo 56 de la Ley del Impuesto Sobre la Renta que grava las percepciones superiores al mínimo y desde \$500.01 hasta \$44,166.68 en adelante mensuales. Este impuesto retenido deberá ser enterado en la Oficina Federal de Hacienda correspondiente a la jurisdicción de la obra dentro de los primeros quince días del mes inmediato posterior al mes natural en que se hizo el descuento a los trabajadores.
- b) Quedan exceptuados del Impuesto Sobre Productos del Trabajo para los trabajadores de una obra los conceptos siguientes:
  - 1.- Salario Mínimo general para una o varias zonas económicas.
  - 2.- Indemnizaciones por cese o separación.
  - 3.- Primas dominicales.
  - 4.- Primas por vacaciones.

- 5.- Gratificaciones que perciban los trabajadores cuyos sueldos y salarios no excedan de \$2,000.00 mensuales, siempre que dichas gratificaciones no excedan de un mes de sueldo.
- 6.- Gastos de representación y viáticos cuando sean efectivamente erogados en servicio del patrón.

Existen algunos Estados que independientemente del Impuesto Sobre Productos del Trabajo, instituido en la Ley del I.S.R. en su legislación local instituyen otro Impuesto Sobre Productos del Trabajo.

Este impuesto deberá enterarse dentro del plazo que señale la ley estatal respectiva en la Oficina recaudadora de Rentas del Estado en que se ejecute la obra.

**LEY FEDERAL SOBRE INGRESOS MERCANTILES.-** Esta Ley grava los ingresos provenientes de obras con excepción de las obras públicas consistentes en bienes inmuebles. Es conveniente recomendar que aún cuando se considere que una obra está exenta debe obtenerse la declaración correspondiente de la Dirección de Ingresos Mercantiles de la Secretaría de Hacienda.

Existen Estados que no están coordinados con la Federación para efectos del pago del Impuesto Sobre Ingresos Mercantiles, por tal debe entenderse que no existe convenio celebrado entre la Federación y el Estado para aplicar la Ley Federal Sobre Ingresos Mercantiles y que, por lo tanto, el Estado en forma independiente legisla y crea un impuesto similar al Impuesto Federal Sobre Ingresos Mercantiles.

En algunos Estados este impuesto es inferior al 1.2% que la Ley Federal concede

para los Estados que celebran dicho convenio y en otros dicho impuesto estatal es superior al porcentaje antes indicado. Esto crea infinidad de problemas cuando las empresas o el Ingeniero encargado de la obra no toma en consideración este tipo de impuestos.

También cabe señalar que los Estados que no están coordinados con la Federación es decir, que no tienen celebrado el convenio mencionado, en su Ley pueden gravar la obra pública.

IMPUESTO DEL 1% PARA EL FOMENTO DE LA EDUCACION SUPERIOR.- Existe un Impuesto Federal creado para el fomento de la Enseñanza Superior que es el 1% sobre el monto mensual de las prestaciones percibidas por los trabajadores.

Este impuesto es a cargo del patrón y debe enterarse también al igual que el I.S.P.T., en la Oficina Federal de Hacienda correspondiente a la jurisdicción de la obra.

CUOTA PARA LA VIVIENDA DE LOS TRABAJADORES.- Esta cuota que es el 5% del salario base de los trabajadores, es a cargo del patrón, y debe enterarse ante la Oficina Federal de Hacienda, bimestralmente en la misma forma y términos que el I.S.P.T. y del 1% para la Educación.

IMPUESTOS MUNICIPALES.- Muchos municipios tienen creado impuestos especiales que es materialmente imposible referirnos a ellos pero que es conveniente recomendar que antes de iniciar una obra se hagan las investigaciones pertinentes en el Municipio de la jurisdicción correspondiente a ella a fin de evitarse sorpresas desagradables.

**CENTRO DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

**RECEPCION DE OBRAS**

**PONENTE: Ing. Lino González Mercado**

**INDICE DEL TEMA**

1. ASPECTOS GENERALES
  - A) Extensión del término "obras"
  - B) Objetivos en la recepción
2. LA RECEPCION DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LAS OBLIGACIONES CONTRACTUALES
  - A) Obras públicas
  - B) Obras privadas
3. RECEPCION Y ENTREGA FISICA DE LAS OBRAS
  - A) La importancia de la recepción oportuna
  - B) Procedimientos
  - C) Programas modulados para recepción
4. RECOMENDACIONES

## 1. ASPECTOS GENERALES

- A) Extensión del termino "obras."- En México, a todo proyecto en etapa de construcción, comúnmente se le llama "la obra". Por lo tanto, hablar de la recepción de las obras equivale a recepción de cualquier tipo de construcción; pero, para limitar el campo de esta exposición, hablaremos de dos tipos genéricos, muy amplios y representativos, a saber:
- a) Las obras que realiza el sector público, y
  - b) Las obras que realiza la iniciativa privada

Dentro de las primeras quedarán comprendidas todas aquellas que realizan: el Gobierno Federal, mediante las secretarías del estado con, funciones específicas de construir; las instituciones descentralizadas; los gobiernos del D.F. y territorios y los gobiernos de los estados y los ayutamientos en general.

Las obras de la iniciativa privada, serán pues, todas las que no estén comprendidas en el punto anterior y realicen los particulares.

- B) Objetivos en la Recepción. - Los objetivos para cada grupo, según quedaron divididas las obras en el punto anterior, ge

neralmente son distintos, aunque muchas veces son los mismos en ciertos aspectos, pero en términos generales se diferencian en que el Gobierno construye y opera o usufructa las mismas construcciones ya terminadas a través o mediante otra dependencia del mismo gobierno, por lo que se puede decir recibe las obras que ha supervisado y prácticamente ya recibió por etapas definidas de construcción, para a su vez entregarlas a otra dependencia que tendrá a su cargo la conservación y/o operación o simplemente usará las construcciones terminadas. Hay casos que son la excepción, como por ejemplo la construcción del metro, en el D.F.

Las obras que realiza la iniciativa privada generalmente, cuando no son muy complejas, se llevan a cabo mediante un solo contratista constructor y dependiendo de la complejidad, con uno o varios consultores y varios constructores, por especialidades; pero, de cualquier manera, es quien contrata quien recibe las construcciones; las instalaciones, mecánicas y/o electromecánicas; la maquinaria y el equipo de proceso, en su caso; etc., todo integrado, dentro de un sistema.

Por lo tanto, generalmente se requiere de lo que podríamos llamar el manual de operación o de un entrenamiento previo del personal que trabajará dentro de las construcciones terminadas. Generalmente dicho personal recibe parcialmente las obras por especialidades, al finalizar la construcción y antes de la operación del sistema.

En las obras del sector público hay la recepción que hace la dependencia que contrata del contratista, quien manifiesta con anterioridad haber terminado sus obligaciones contractuales. En esta recepción interviene, en los casos que señala la ley, la Secretaría del Patrimonio Nacional. Posteriormente o en la misma ocasión se efectúa la recepción que hace la dependencia u organismo que operará o usará las obras ya construídas.

Podemos señalar, por lo tanto, dos recepciones de la misma obra. En la primera debe satisfacerse un requisito contractual, en la segunda se pretende hacer una recepción y entrega más formal, ya que se trata de operar o usar, sin problemas posteriores, las construcciones y sus instalaciones.

2. LA RECEPCION DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LAS OBLIGACIONES CONTRACTUALES.

A) Obras Públicas. - En los contratos que celebran contratistas con el Gobierno Federal se estipula claramente la recepción que hará de los trabajos la dependencia que contrata.

El modelo de contrato, contenido en las Bases y Normas Generales para la Contratación de Obras Públicas, establece en la cláusula décimasegunda. "La Dependencia recibirá los trabajos objeto de este contrato, si los mismos hubieren sido realizados de acuerdo con las Especificaciones convenidas y demás estipulaciones de este contrato. - Independientemente de lo anterior, se efectuarán recepciones parciales de los trabajos, en los casos que a continuación se detallan, siempre y cuando se satisfagan los requisitos que se señalan:

- a) Cuando sin estar terminada la totalidad de los trabajos, una parte de lo ejecutado pueda ser utilizada, a juicio de la Dependencia.
- b) Cuando la Dependencia determine suspender los trabajos.

- c) Cuando de común acuerdo la Dependencia y el Contratista convengan en dar por terminado anticipadamente el contrato.
- d) Cuando la Dependencia rescinda el contrato
- e) Cuando la Autoridad Judicial declare rescindido el contrato; en cuyo caso, se estará a lo dispuesto por la resolución judicial. - Tanto en caso de recepción normal de las obras, como en aquellos a que se refieren los incisos anteriores a), b), c) y d), se procederá a recibir las obras de que se trate dentro de un plazo de días, contados a partir de su terminación o de la fecha en que se presente alguna de las previstas en los incisos anteriores, levantándose al efecto el acta respectiva, y se procederá a formular la liquidación correspondiente".

En el mismo contrato se establece que el contratista debe otorgar una fianza, generalmente del 10 % del valor de las obras, para garantizar el cumplimiento de las obligaciones contractuales. Dicha fianza estará en vigor hasta que las obras se hayan recibido en su totalidad y durante el año siguiente a su recepción. Este lapso de un año se computa

a partir de la fecha del acta de recepción.

B) Obras Privadas. - Como se decía al hablar de los objetivos en la recepción, en el sector privado lo importante es que las inversiones produzcan cuanto antes, por lo cual los contratos siempre se formulan a plazo límite fijo, pues se pretende que el sistema funciones correctamente desde el momento de dar por concluídas las obras. - Ejemplos: Un centro comercial que debe funcionar antes de navidad para captar oportunamente las ventas de los mejores meses; Una planta industrial, en la que un solo día de producción puede ser más importante que el incremento en el costo de la construcción por cambios de proyecto.

Por lo tanto, generalmente se estipulan fuertes multas por incumplimiento en los plazos, parciales y totales de entrega de las obras y los sistemas de contratación son muy variados, siendo los más comúnmente empleados, los siguientes:

- ° Precios Unitarios
- ° Precios Unitarios para cantidad de obra determinada más "extras"

- ° Precio Alzado, por obra terminada
- ° Planta terminada incluyendo sistema funcionando (Key Plant) o también llamado Sistema de Paquete (Package Deal).
- ° Costo directo más porcentaje, por administración
- ° Costo directo más honorarios e incentivos

De todos los anteriores, se acoplan más a los intereses de contratantes y contratistas los de costo directo más % por administración y los de contratación por paquete.

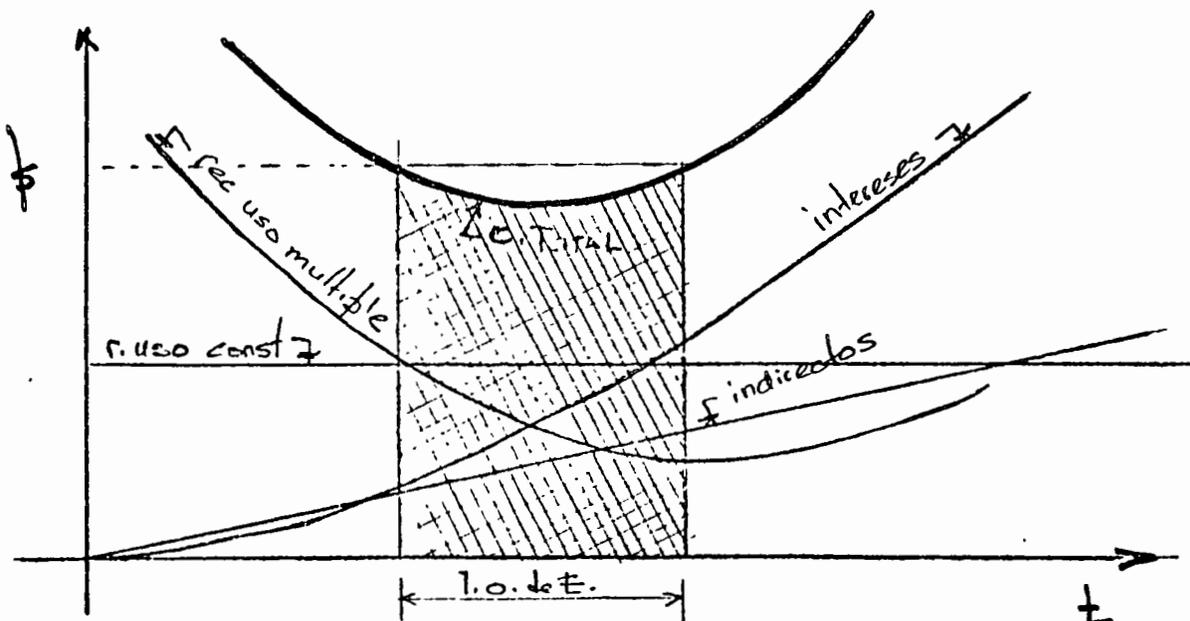
El primero de dichos sistemas es ampliamente conocido y se emplea para obras de poca o mediana inversión; el segundo es empleado para proyectos de plantas industriales, centros comerciales y conjuntos habitacionales, en general para inversiones grandes. El contratista se convierte en el único responsable ante el cliente y emplea su propio equipo técnico y de consultores.

En resumen, sea cual fuere el método de contratación o que el cliente o promotor contrate consultores para planeación, proyectos, supervisión, control por una parte, y por la otra a un contratista constructor o que responsabilice

únicamente a este último (package deal), siempre la entrega de las obras se estipula fijando claramente las medidas que deben tomarse para que el sistema (construcción, equipos y maquinaria) opere eficientemente, al término de la construcción y en la recepción se dará especial atención a: las garantías de proveedores; los manuales de operación y funcionamiento de equipos; los instructivos de mantenimiento y a los planes para capacitación de personal, etc.

### 3. PROGRAMAS PARA RECEPCION Y ENTREGA

A) La importancia de la recepción oportuna de las obras. - Como ya se vió en la sesión del 6 de noviembre en la plática del Ing. Castro Orvañanos, la curva costo-tiempo se integra por la combinación de las gráficas de los recursos de uso múltiple y de los gastos indirectos, más los intereses; fundamentalmente, ya que los recursos de uso constante pueden no influir en los resultados finales.



De la gráfica anterior se pueden deducir aspectos muy importantes, tales como:

- a) El lapso óptimo de ejecución
- b) El importe de la obra, con menor riesgo
- c) El plazo máximo de recepción sin pérdida directa

Los dos primeros aspectos se deducen directamente de la gráfica, el tercero, se obtiene al sumar al importe presupuestado una cantidad igual a la utilidad y sobre la curva de costo-tiempo; se fija el punto cuya ordenada será el plazo máximo de recepción sin pérdida. A partir de ese plazo todo incremento puede subirse la ordenada hasta la curva y determinar así las pérdidas a la fecha o predecir cuánto será la pérdida a demora probable.

Lo fundamental de esta gráfica, como puede verse, es que se consideren los intereses del capital invertido; pues a partir de la terminación de las obras día que transcurra sin recibir las construcciones es un día que paga intereses el capital. Si se acepta la idea de que los países son como las instituciones y éstas como individuos, la falta de recepción oportuna de las obras puede llevar a la quiebra a los individuos, a las instituciones y a los países; pues si para

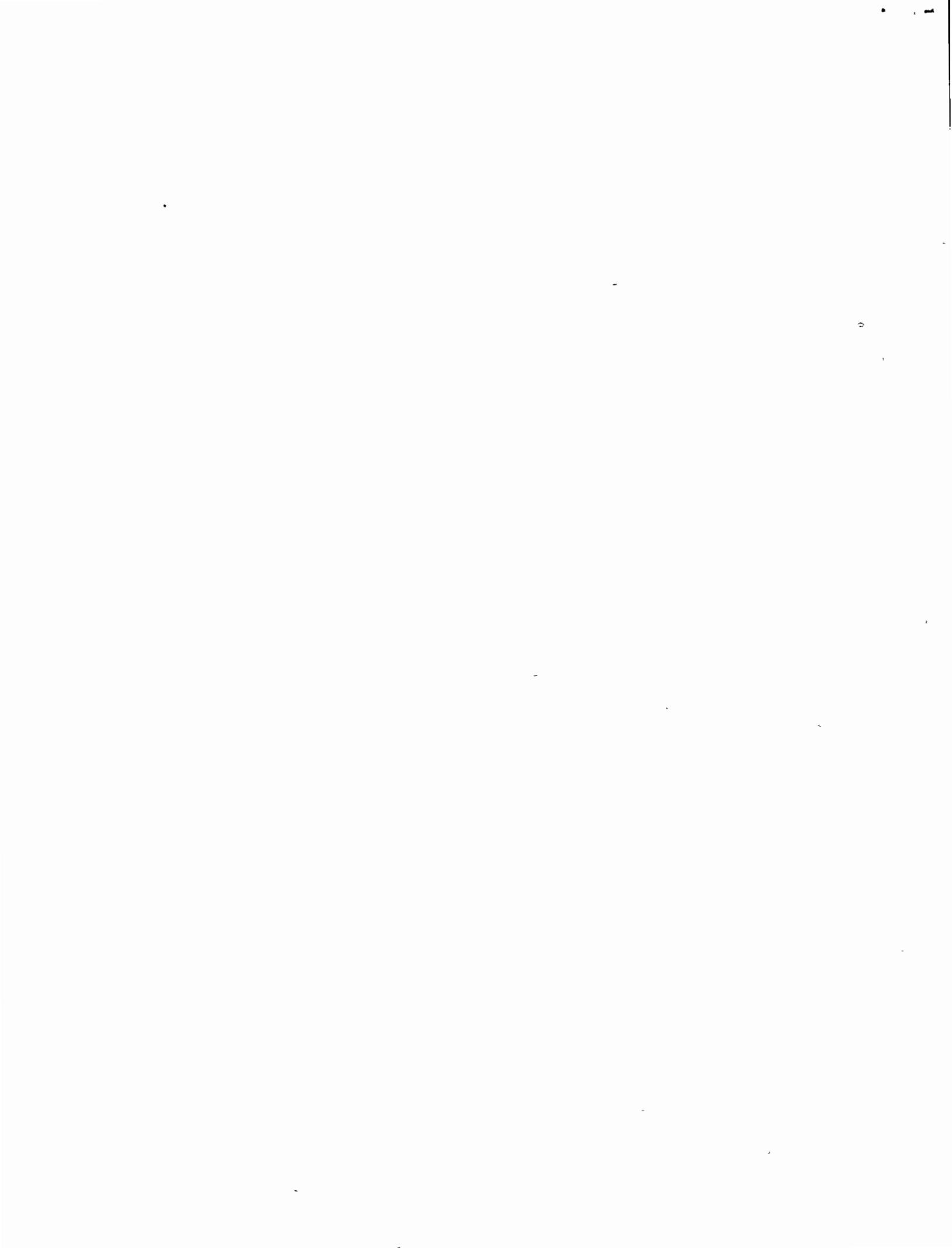
un particular una inversión de \$ 10.0 millones de pesos le representa, al 1% mensual, \$ 3.330 pesos diarios, cantidad muy considerable; para una institución, 100 millones de obra serían \$ 33.330/día y para un país 1,000 millones, \$ 333,330/día de pérdida por concepto únicamente de intereses.

Otro aspecto que debe tenerse en cuenta, en la recepción de las obras, es que sean planeadas para funcionar como sistemas, inmediatamente después de terminadas, pues se ha dado del caso de que el lapso de garantía, de equipos y maquinaria en general, se termina antes de proceder siquiera a la recepción formal de las obras.

## B) PROCEDIMIENTOS

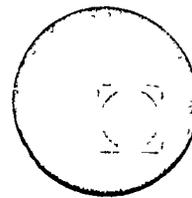
Los procedimientos para la recepción de las obras, de cualquier índole, prácticamente son los mismos e incluyen las siguientes actividades: a) Revisión ocular y pruebas; b) Señalamiento de anomalías y detalles; c) Corrección de los detalles señalados y finalmente, revisión final y formulación de las actas correspondientes.

Se anexan modelos conteniendo listados de conceptos de obra que deben revisarse y actas tipo para la entrega de las obras.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



**CURSO PARA RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

**PSICOLOGIA APLICADA A LAS FUNCIONES DEL SUPERVISOR PERSONAL  
EFICIENCIA. MOTIVACION. DELEGACION DE AUTORIDAD.**

**DR. HECTOR KURI C.  
LIC. ALFREDO KURI C.**

Diciembre de 1972

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95



## RESISTENCIA AL CAMBIO

Por Goodwin Watson

Conceptos de Cambio Social, NTL/COPEL, 1967, resumido.

La aceleración del cambio tecnológico en todos los países industrializados ha conducido al reconocimiento de que existe una laguna institucional así como un interés por remediarla. Mientras que la velocidad a que se viaja y el poder destructivo han sido multiplicados por decenas y centenas, la vida familiar, las escuelas, las comunidades, tienen tendencia a continuar operando en forma tradicional. La resistencia al cambio no es uniforme. Mientras que al principio la luz eléctrica, el teléfono, el automóvil y la televisión tuvieron que vencer cierto temor y sospecha, rápidamente prevalecieron. Los nuevos acontecimientos de las ciencias aplicadas de la conducta, son implicaciones para el cuidado de los niños, la educación, los negocios, las relaciones raciales y los asuntos internacionales han tenido una recepción menos entusiasta.

Todas las fuerzas que contribuyen a la estabilidad de la personalidad o de los sistemas sociales pueden percibirse como fuerzas que resisten el cambio. Desde el punto de vista del agente de cambio ambicioso y enérgico, estas energías son percibidas como obstáculos. Desde una perspectiva más amplia y abarcadora, las tendencias por alcanzar, mantener y retornar al equilibrio son muy saludables. Estas tendencias garantizan la permanencia del carácter, la acción inteligente, las instituciones, las civilizaciones y la cultura.

Podemos resumir dentro de principios concisos nuestras observaciones de las fuentes de resistencia de individuos y organizaciones. Estas no son leyes absolutas sino que están basadas en generalizaciones que a menudo resultan ciertas y aplicables. Hemos reorganizado las recomendaciones en respuesta a tres preguntas: Quién introduce el cambio?, Qué clase de cambio resulta acertado? Cómo se reali

za mucho mejor dicho cambio; mediante qué procedimientos y en qué ambiente?

A. Quién introduce el cambio?

1.- La resistencia será menor si los administradores, maestros, miembros de la junta y los líderes de la comunidad sienten que el proyecto es suyo, y si éste no ha sido diseñado y realizado por extraños.

2.- La resistencia será menor si el proyecto cuenta con todo el respaldo de quienes encabezan el sistema.

B. Qué clase de cambio resulta acertado?

3.- La resistencia será menor si los participantes ven el cambio como algo que disminuye, en lugar de aumentar su carga.

4.- La resistencia será menor si el proyecto toma en consideración los valores e ideales que los participantes han reconocido por mucho tiempo como suyos.

5.- La resistencia será menor si los participantes sienten que su autonomía y su seguridad no están amenazadas.

C. Procedimientos para instituir el cambio

6.- La resistencia al cambio será menor si los participantes se unen para diagnosticar el problema y llegan a un acuerdo respecto a su importancia.

7.- La resistencia será menor si el grupo adopta el proyecto por consenso.

8.- La resistencia será menor si los proponentes empatizan con sus oponentes, para reconocer objeciones válidas y para tomar medidas que reduzcan temores infundados.

9.- La resistencia será menor si se reconoce que las innovaciones pueden ralentizarse, y se toman medidas

para obtener "feedback" de cómo se percibe el proyecto y para hacer las aclaraciones necesarias.

10- La resistencia será menor si los participantes sienten aceptación, respaldo y confianza en sus relaciones entre sí.

11.- La resistencia será menor si el proyecto permanece abierto a revisión y consideración en caso de que la experiencia indique que es aconsejable hacerle cambios.

D. Clima para el cambio

12.- La disposición a cambiar se convierte gradualmente en característica de ciertos individuos, organizaciones y civilizaciones. No añoran con nostalgia el siglo de oro del pasado sino que sueñan con una utopía en el porvenir. Adoran la espontaneidad de la juventud y protegen las innovaciones hasta tanto se haya podido comprobar su valor. Lo ideal lo ven cada vez más y más realizable.

## PSICOLOGIA DE LA MOTIVACION

Una de las funciones esenciales de los ejecutivos es dirigir la energía de sus empleados con el fin de crear una empresa productiva, remunerativa. Tradicionalmente, se ha supuesto que cada trabajador estaba básicamente motivado por el dinero es decir, que la gente trabaja unicamente por la recompensa económica y que mientras más dinero percibiera, más intensamente trabajaría. Es claro que esta es una concepción sobre simplificada e inadecuada de la naturaleza humana, puesto que ante salarios continuamente crecientes, la pregunta más formulada por los ejecutivos es "como voy a motivar a mi gente a realizar un buen trabajo ?

Además, estudios recientes sobre la importancia relativa de los motivadores en el trabajo encuentran el dinero en los últimos lugares de importancia.

Estamos iniciando una nueva época en lo que se refiere a la práctica administrativa en relaciones humanas. En la medida que los ejecutivos tienen una mayor experiencia y conocimientos, quedan menos satisfechos con las explicaciones simples y repetidas acerca de los empleados y cómo dirigirlos. Saben que es necesario re-examinar sus propios prejuicios y supuestos no confirmados por la experiencia, así como analizar el cada vez más acelerado cambio en el mundo de los negocios, la necesidad de encontrar nuevas formas de dirigir personal entrenado e independiente, la carencia de este tipo de personas y el aumento de

la competencia en el mercado.

Algunos principios básicos acerca de la Motivación.

El enfoque moderno nos lleva a considerar al empleado como un ser humano en su totalidad. Cuando un hombre es contratado, la compañía no está recibiendo únicamente un conjunto de habilidades técnicas que son relevantes a un trabajo fijo, no pues este individuo trae consigo su personalidad, hábitos, deficiencias y sus necesidades personales, también. Queriendo o no, estos rasgos inevitablemente forman parte de la contribución de esta persona, ya sea en un sentido positivo o negativo. Inevitablemente, también, deben ser tomados en cuenta por el ejecutivo bajo cuyas órdenes trabajará, si éste quiere tener éxito al relacionarse con él.

Para realizar un trabajo efectivo supervisando a otros, es necesario entender a la gente como lo es y no como lo que pensamos que debería ser. Una buena manera de enfocar este punto es preguntando: por qué la gente trabaja ? Antes de que, para contestarla, analicemos la naturaleza de la motivación humana, será conveniente revisar ciertos principios que tienen una vital importancia en lo que se refiere a la supervisión de empleados:

- 1.- La gente trabaja para satisfacer aquellas necesidades que les interesan. Aún cuando otra persona sea la beneficiada por algún acto, su iniciador, al realizarlo, está buscando alguna forma de satisfacción, o no hubiera actuado como lo hizo.

- 2.- Una necesidad satisfecha no es motivante. Si un hombre no tiene hambre, difícilmente lo estimularemos ofreciéndole más comida. Si gana tanto dinero como desea, entonces promesas de mayores ganancias no lo moverán a realizar un mayor esfuerzo. Sólo aquellas necesidades que no están satisfechas juegan un papel importante para estimularnos a un más alto nivel de actividad.
  
- 3.- El hombre es un conjunto de necesidades y su vida es un continuo movimiento de necesidades y satisfacciones. Cuando un deseo es satisfecho, otro aparece y toma su lugar.
  
- 4.- Las necesidades humanas están organizadas en una serie de niveles. Para ilustrar esto, imaginemos una pirámide en la cual se sobre pusieran una capa sobre otra de motivaciones; en la medida en que las colocadas en los niveles inferiores son satisfechas, los deseos de los niveles superiores empiezan a aparecer, demandando satisfacción.

#### La jerarquía de las necesidades humanas. -

- A.- Las necesidades fisiológicas. - En el más bajo nivel de la jerarquía, pero siendo las más importantes para la supervivencia, encontramos las necesidades fisiológicas, que son:

la necesidad de aire, comida, descanso, protección de los elementos, sexo y actividad. En la mayoría de los casos, una severa privación de las mismas resulta en una total preocupación con satisfacerla junto con una también total indiferencia a otras satisfacciones. Como afirma McGregor, "el hombre vive de pan únicamente cuando no hay pan". Pero cuando un individuo está saciado y sabe que hay comida a su alcance, entonces el hambre deja de ser un motivador importante.

B. - Las Necesidades de seguridad. - En aquellos casos en que sus necesidades fisiológicas han sido adecuadamente satisfechas, el individuo empieza a buscar la satisfacción del siguiente nivel de necesidades, constituido por las necesidades de seguridad. El ser humano necesita un cierto margen de seguridad de que no será privado de alimentos, ante el peligro o amenazas, etc. En épocas anteriores, la muerte o el posible daño causado por animales salvajes, accidentes, inanición, otros seres humanos o epidemias no controladas ni controlables, eran una fuente de constante inseguridad y aún hoy en día lo son para mucha gente en el mundo. En naciones, o ciudades, más civilizadas o prósperas, el desco de seguridad se refiere más a estabilidad económica o emocional. Típicamente, si un hombre tiene un buen margen de seguridad, puede soportar un determinado límite de incertidumbre y riesgo, sin mayores molestias. Pero si es seriamente amenazado en for-

mas o grados tales que no puede controlar ni prever, entonces las necesidades de seguridad se convierten en poderosos motivadores. Los empleados sujetos a acciones arbitrarias o caprichos de la gerencia pueden llegar a preocuparse exageradamente y a cuidar en exceso de su seguridad.

C. - Las Necesidades Sociales. - Cuando los apetitos de un hombre están satisfechos tanto su persona como la futura satisfacción de los mismos están asegurados, entonces hacen su aparición sus necesidades sociales. Un hombre desea pertenecer, estar asociado con otros, ser aceptado por sus amigos. Nuestra naturaleza es tal que queremos recibir amistad y afecto. La persona normal privada de compañía por algún tiempo, muestra síntomas de perturbaciones emocionales. Los empleados insisten en satisfacer sus necesidades sociales en el trabajo y al hacerlo, crean presiones de grupo que pueden facilitar el trabajo productivo o limitarlo, si no anularlo del todo. Las necesidades sociales pueden ser satisfechas al realizar el trabajo o interfiriendo el trabajo, dependiendo de la comprensión y dirección de la gerencia.

D. - Necesidades de Estima. - Una vez que las necesidades sociales estén razonablemente gratificadas, las llamadas "necesidades del yo" empiezan a influenciar la conducta del hombre. Estas se relacionan con el auto respeto, deseo de pericia y de logro personal, así como de autodeterminación.

Por otra parte, reflejan un deseo de prestigio, reconocimiento y respeto de otros. La autoestima requiere que un hombre sea capaz de hacer algo útil y de hacerlo bien. También implica un sentimiento de valoración de uno mismo y la conciencia de la capacidad de actuar independiente. La necesidad de la estima de otros se refleja en el deseo de ser considerado importante, de disfrutar de cierta categoría, tener influencia y ser apreciado por lo que uno puede hacer. La autoconfianza está fundamentada en la satisfacción a las necesidades de estima.

E. - Necesidad de Auto-realización. - En la cima de esta jerarquía, encontramos las necesidades de autorrealización. Cuando una persona actúa para satisfacer estas necesidades, está buscando desarrollarse a sí mismo en el mayor grado posible. No importa cuáles y cuántas son sus capacidades, desea desarrollarlas al máximo, y, además, en algunos casos crear algo que lo trascienda aunque él llegue a desaparecer. Puesto que las capacidades humanas difieren, las formas de autodesarrollarse varían de una persona a otra, pero en una sociedad móvil, con más y más personal logrando satisfacer sus necesidades básicas habrá un número cada vez mayor que desea desarrollar más de sus capacidades y potencialidades.

Maslow afirma que, como motivadores, las necesidades sociales, de estima y autodesarrollo nunca quedan enteramente satisfechas. La mayoría de los

trabajadores piensan que sus necesidades fisiológicas y de seguridad pueden ser fácilmente satisfechas. En este punto hay una implicación práctica de vital importancia para cualquiera que tenga gente a su cargo, y es que es ahora menos probable, frecuentemente imposible, controlar a los subordinados amenazándolos con la privación de sus satisfacciones básicas. Por tanto, para estimularlos a realizar sus mejores esfuerzos, el supervisor debe atender a la satisfacción de las necesidades superiores. Puesto que la amenaza es actualmente menos efectiva, debe procurar la creación de condiciones de trabajo que proporcionen la máxima satisfacción de las necesidades sociales, de estima y autodesarrollo de sus subordinados.

#### Particularidades de la motivación. -

##### 1.- Todas las acciones están basadas en motivaciones múltiples. -

Considerando nuestros motivos como una jerarquía de necesidades, logramos entender cómo las personas actúan. Pero cuando un ser humano lleva a cabo cualquier acto, la motivación casi siempre viene de varias fuentes. Si juega golf, por ejemplo, no sólo está disfrutando de una diversión, sino también disfruta del aire libre, de hacer ejercicio, tener una compañía agradable y ganar el juego. Por tanto el trabajar, no sólo es motivado por la percepción de dinero, sino también el interés intrínseco, de logro personal que implica o por el reconocimiento de los superiores o para asociarse productivamente con otros, y usualmente para procurar la protección de la propia familia.

2. - Diferencias individuales. - Ninguna teoría o explicación de la naturaleza humana se aplica igual para todos los individuos. La gente difiere significativamente en empuje, inteligencia, aptitudes, personalidad e intereses, tanto potencialmente como plenamente desarrollados. El moderno mundo de los negocios demanda que los individuos sean ambiciosos, pero algunos pueden quedar enteramente satisfechos con una posición relativamente modesta. Algunos pueden ser lo suficientemente ambiciosos pero careciendo de la inteligencia necesaria para responder a las exigencias que el puesto les plantea. Un buen ejecutivo toma en cuenta las diferencias individuales, modificando su conducta de acuerdo con la personalidad y necesidades de sus distintos subordinados.

3. - Acción y Motivación. - Cuando una persona siente alguna necesidad, sea de comida, sexo, compañía o prestigio, normalmente actúa para satisfacer esa necesidad. En este sentido está actuando naturalmente y a su conducta se le llama propositiva, porque se propone alcanzar una determinada meta, o en pocas palabras, va tras lo que desea. Pero en ocasiones, es incapaz de lograr la satisfacción que busca, debido a barreras dentro o fuera de sí mismo; en tal caso decimos que sufre una frustración. Hasta cierto punto, la frustración produce intentos más intensos aún de alcanzar una meta. Sin embargo, una frustración demasiado prolongada suscita

reacciones negativas tales como miedo hostilidad, resentimiento ~~venganza~~ ~~apatía~~ y otras defensas contra posibles frustraciones futuras.

Pero la gente es frecuentemente motivada por miedos que adquiere durante su crecimiento. De esta manera, puedan temer a cualquier jefe o en general a los demás. Cuando la conducta es dirigida primariamente a disminuir estos miedos infundados, hablamos de conducta orientada a la amenaza. Un hombre que teme a su jefe sin razón, dedica sus esfuerzos a asegurarse de que no hace nada para ofenderlo más que a llevar a cabo su trabajo. Puede por tanto ser en extremo reacio a hacer preguntas cuando no entiende o demasiado considerado y evitar tocar aspectos cruciales, aunque el no hacerlo provoque prejuicios. En pocas palabras, se concentra en lo que piensa que su jefe quiere, con objeto de asegurar su bienestar. Su jefe, por otra parte, resulta frecuentemente frustrado porque las técnicas "si señor" de su subordinado no le permiten lograr con él una adecuada comunicación no coordinación en el trabajo. En este caso son claras las características autosaboteadoras de la conducta orientada por la amenaza: es inflexible en el método, inapropiada en su propósito y compulsiva, es decir, se tiene la necesidad de llevarla a cabo, sin poder evitarla.

4. - Conflicto motivacional. - La mayoría de las personas experimentan frecuentes, y en algunos casos severos, conflictos entre motivaciones opuestas. La indecisión es un conflicto típico, como por ejemplo entre deseos de

trabajar y de jugar o entre ahorrar y comprar un carro nuevo etc. Un dilema frecuente para un subordinado es si hablar claramente con su jefe y por tanto aumentar su autorespeto o quedarse callado y en esta forma proteger su seguridad. En este caso, el gerente efectivo puede aliviar el conflicto estimulando la libre expresión de ideas, o simplemente escuchando apoya un motivo y disminuye el otro. Dado que motivos opuestos están casi siempre presentes en el individuo es importante que el ejecutivo sea capaz de detectarlos y manejarlos debidamente. La resolución de tales conflictos se puede lograr mediante el fortalecimiento de los motivos deseados o mediante el debilitamiento de los que no son útiles o son nocivos a la situación de trabajo.

#### El problema de integración de motivos. -

Si consideramos a las necesidades humanas como lo hemos hecho, tendremos un poderoso instrumento para conducir a la gente. Cuando un subordinado queda a nuestras órdenes, espera, conciente o inconcientemente, que veamos sus motivaciones desde este punto de vista. Por tanto, en gran medida, la supervisión es el arte de integrar las motivaciones del individuo con las metas y las actividades de la compañía, lo que implica que no exista necesariamente conflicto entre los intereses del individuo y los de la compañía, aunque tampoco existe necesariamente una compatibilidad esencial.

La motivación para trabajar. - Los trabajos de Federico Herzberg han contribuido

considerablemente para entender la motivación de los empleados en el trabajo.

Al analizar inicialmente grandes grupos de contadores e ingenieros, Herzberg encontró que la motivación en el trabajo, la productividad y la satisfacción estaban estrechamente relacionados a las condiciones del trabajo, de las que describió fundamentalmente dos:

1. - Motivadores. Estos estimulan el esfuerzo, la productividad y la imaginación. Fueron llamados "satisfactores" por Herzberg y se relacionan con las oportunidades de hacer un buen trabajo y con las posibilidades de progresar.

2. - Factores de higiene. - Son aquellos que molestan o distraen a la gente si faltan, pero no estimulan por sí mismos ningún esfuerzo productivo en el trabajo. Fueron llamados "disatisfactores" y muestran únicamente un efecto negativo; porque en su ausencia los empleados protestarán, gruñirán o se rebelarán. Pero cuando la situación perturbadora sea corregida, digamos por ejemplo con la implantación de un plan de seguros contra enfermedades, entonces no se encuentra ninguna muestra de mejoría en el trabajo. Un buen ejemplo de estos factores de higiene en la vida de comunidad es el agua potable. Cuando se tiene nadie es motivado a hacer algo por su comunidad, pero cuando se descompone y falta entonces a todos molesta y perturba.

Los hombres se sienten mejor en su trabajo, y más motivados también, cuando logran más y pueden crecer desarrollándose dentro del mismo:

Herzberg encontró que una mayor responsabilidad, la independencia al hacer

decisiones, placer en el trabajo, reconocimiento y progreso, eran todos estos considerados como buenas oportunidades de autorrealización. Para lograr estos aspectos los empleados estaban incluso dispuestos a tolerar condiciones desagradables de trabajo o supervisores ineptos. Los factores de higiene, que resultaron los más importantes causas de insatisfacción, se manifestaban en problemas de salario, prestaciones, políticas de la compañía, procedimientos administrativos, condiciones de trabajo, relaciones con los supervisores, etc. La falta de gratificación de estos factores puede crear y crea insatisfacción entre los empleados, pero su solución no aumenta el interés o la motivación de los mismos.

Los descubrimientos de Herzberg fueron apoyados por otro estudio, el de Scott Myers, quien encontró que la motivación nace del reto que un trabajo representa mediante factores como logro, responsabilidad, crecimiento y reconocimiento. Anota que la insatisfacción nace más frecuentemente de factores periféricos al trabajo mismo.

El principio de integracción. - Vemos de los resultados de estos estudios que la supervisión correcta cumple con dos requerimientos básicos:

- 1.- Crea condiciones que estimulan una motivación elevada.
- 2.- Satisface las necesidades de higiene.

Para lograrlo, el ejecutivo debe lidiar con aquel aspecto de la compañía que ha sido menos considerado y malinterpretado: su ambiente psicológico. De acuerdo

con McGregor: debe crear condiciones tales que permitan que los empleados puedan lograr sus propias metas de la mejor manera posible, dirigiendo sus esfuerzos al éxito de la empresa. Este principio de integración es fundamentalmente distinto del punto de vista autoritario que afirma que la gente solo vale cuando puede ser tan directa y precisamente controlada como una máquina. También difiere de la escuela de administración por relaciones humanas que asume que tratando "agradablemente" a la gente se conseguirá su mejor desempeño. En conclusión, decimos que mientras más necesidades, de todos tipos, satisfaga un individuo en su trabajo, más responsable y productivo será.