

CALENDARIO DE ACTIVIDADES

"EDIFICACION"

DEL 27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992.

| FECHA | HORA | TEMA | PROFESORES |
|--------------|--------------------------------|--|--|
| Lunes 27 | 17:00 - 21:00 | Leyes y Reglamentos | Ing. Francisco Solares Alemán Lic. Raúl Baca Peña |
| Martes 28 | 17:00 - 21:00 | Excavaciones y Cimentaciones | Ing. Roberto Avelar López |
| Miércoles 29 | 17:00 - 21:00 | Excavaciones y Cimentaciones | |
| Jueves 30 | 17:00 - 21:00 | Excavaciones y Cimentaciones | Ing. José Marcos Aguilar Moreno |
| Viernes 31 | 17:00 - 21:00 | Estructuras de Concreto " DISEÑO DE MEZCLAS Y ACERO DE REFUERZO " | Ing. Jesus Mendoza Alvarez (17:00 - 19:00) Ing. Jorge González Moreno (19:00 - 21:00) |
| Sábado 1º | 9:00 - 13:00 | Estructuras de Concreto " CIMBRAS " | Ing. Oscar Trejo Martínez |
| Lunes 3 | 17:00 - 19:00 19:00 - 21:00 | Estructuras de Acero Instalaciones | Ing. José L. Esquivel Avila Ing. Patrocinio Becerril |
| Martes 4 | 17:00 - 21:00 | Instalaciones | Ing. Patrocinio Becerril |
| Jueves 6 | 17:00 - 21:00 | Instalaciones | Ing. Samuel Leyva Ing. Luis Poblete Guevara |
| Viernes 7 | 17:00 - 20:00 | Acabados | Arq. Eduardo Lassala Mozo |
| Viernes 7 | 20:00 - 21:00 | Clausura | |

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

COORDINADOR: ING. RAFAEL ABURTO VALDES.

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

CURSO: "EDIFICACION"

DIRECCIONES Y TELEFONOS DE PROFESORES

ING. RAFAEL ABURTO VALDES
GRUPO INFRAN
DIRECTOR GENERAL
AV. COYOACAN No. 1878, PISO 11
COL. LAS ACACIAS
C.P. 03240 MEXICO D.F.
TEL.: 524-66-83

ING. JOSE MARCOS AGUILAR MORENO
RECIMENTACIONES Y PILOTES, S.A.
AV. SAN ANTONIO No. 198
COL. CERRADA DE LOS DEPORTES
C.P. 03710 MEXICO D.F.
TEL.: 598-71-53

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
INGENIERIA INTEGRAL, S.A.
ANA MA. MIER No. 10 P.B.
COL. DEL VALLE
TEL.: 543-52-02, 536-03-29 y 536-37-70

ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ
INGENIERIA ESPECIALIZADA EN CIMENTACIONES, S.A. DE C.V.
DIRECTOR GENERAL
VIA GUSTAVO BAZ No. 300
ECHEGARAY, EDO. DE MEXICO
C.P. 53310
TEL.: 373-82-20 y 372-54-31

ING. PATROCINIO BECERRIL A.
SACMAG DE MEXICO, S.A.
NUEVA YORK No. 310-7º PISO
COL. NAPOLES
MEXICO D.F.
TEL.: 687-36-66 EXT. 114 y 115

ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA
AV. CAPORAL EDIF. 110-A-102
COL. VILLA COAPA
C.P. 14390 MEXICO D.F.
TEL.: 579-17-77 y 673-13-71 (casa) 691-04-33

ARQ. EDUARDO LASSALA MOZO
PROMOTORA OCCIDENTAL DE LA VIVIENDA, S.A.
AV. COYOACAN No. 1878, PISO 11
COL. LAS ACACIAS
C.P. 03240 MEXICO D.F.
TEL.: 524-66-83

ING. SAMUEL LEYVA T.
ELEVADORES OTIS, S.A. DE C.V.
INGENIERO DE CAMPO
ABEDULES No. 84
C.P. 06480 MEXICO D.F.
TEL.: 705-06-99 y 705-11-66

ING. LUIS POBLETE GUEVARA
ELEVADORES OTIS, S.A. DE C.V.
INGENIERO DE CAMPO
ABEDULES No. 84
C.P. 06480 MEXICO D.F.
TEL.: 705-06-99 y 705-11-66

ING. FRANCISCO SOLARES ALEMAN
GRUPO CONSTRUCTOR, S.A. DE C.V.
GERENTE GENERAL DE VENTAS
PRADERA No. 180
COL. AMPLIACION JARDINES DEL PEDREGAL
C.P. 04500 MEXICO D.F.
TEL.: 689-85-44 y 544-68-72 ofna.

EVALUACION DEL CURSO

| C O N C E P T O | | |
|------------------|---|--|
| 1. | APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS | |
| 2. | CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS | |
| 3. | GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO | |
| 4. | CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO | |
| 5. | CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO | |
| 6. | CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO | |
| 7. | GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO | |
| EVALUACION TOTAL | | |

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR
ANUNCIO TITULADO DI
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES
ANUNCIO TITULADO DI
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,
TELEFONO, VERBAL,
ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS
UNIVERSITARIOS HOY" GACETA
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL
PARTICULAR

METRO

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

5.a. ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

6.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

BUENA

REGULAR

MALA

8.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES
DE 9 a 13 H. Y
DE 14 A 18 H.
(CON COMIDAD)

LUNES A
VIERNES DE
17 a 21 H.

LUNES A MIERCOLES
Y VIERNES DE
18 A 21 H.

MARTES Y JUEVES
DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 A 14 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 A 13 H.
DE 14 A 18 H.

OTRO

9.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10.- Otras sugerencias:



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

CURSOS ABIERTOS

" EDIFICACION "

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992

LEYES Y REGLAMENTOS

LIC. RAUL BACA PEÑA

PALACIO DE MINERIA

P R E S E N T A C I O N

Las notas tienen como propósito el dar a conocer algunas -
de las disposiciones legales más importantes aplicables a -
la actividad de la construcción y mediante las cuales los
participantes en el curso podrán aplicarlas en la práctica
y saber los caminos a seguir en diferentes situaciones que
se les presenten.

I N D I C E .

| | |
|---|----|
| REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES..... | 1 |
| LEY DEL DESARROLLO URBANO DEL DISTRITO FEDERAL | 9 |
| REGIMEN DE PROPIEDAD EN CONDOMINIO..... | 10 |
| LEY DE SALUD PARA EL DISTRITO FEDERAL | 14 |
| LEY FEDERAL SOBRE MONUMENTOS Y ZONAS ARQUEOLOGICAS, ARTISTICAS E HISTORICAS..... | 15 |
| LEY FEDERAL DEL TRABAJO. | 16 |
| INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL (FOLLETO) | |
| SISTEMAS EVENTUALES DE LA CONSTRUCCION..... | |

El actual reglamento de construcciones vigente a partir de 1987, vino a substituir al de 1976, dadas las experiencias sufridas por los sismos en la Ciudad de México. Con el actual reglamento se pretende dar mayor seguridad en las construcciones y reducir el riesgo para los habitantes; fue una reforma y un avance en los aspectos técnicos y legales en esta materia de manera trascendente y significativa. A continuación se analizan algunos de sus aspectos:

DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES.

El director responsable de obra es la persona física o moral que se hace responsable de la observancia del reglamento de construcciones en las obras para las que otorgue su responsiva..

Para obtener el registro como director responsable de obra se requiere:

I.- Cuando se trate de personas físicas:

A) Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones: Arquitecto, Ingeniero, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar o Ingeniero Municipal.

B) Acreditar ante la Comisión de Admisión de Directores responsables de obra y corresponsables, que conoce la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal, el presente reglamento y sus normas técnicas complementarias, el reglamento de zonificación, la Ley sobre el Régimen de Propiedad en Condominio de Inmuebles para el Distrito Federal y otras leyes y disposiciones reglamentarias relativas al diseño urbano, la vivienda, la construcción y la preservación del patrimonio histórico, artístico y arqueológico de la Federación o del Distrito Federal, para lo cual deberá presentar el dictamen favorable a que se refiere el artículo 50 del reglamento.

C) Acreditar como mínimo cinco años en el ejercicio profesional en la construcción de obras a las que se refiere éste reglamento,

Y

D) Acreditar que es miembro del Colegio de Profesionales respectivo.

II.- Cuando se trate de personas morales:

A) Acreditar que está legalmente constituida, y que en su objeto social está parcial o totalmente relacionado con las materias previstas en el artículo 40 de este reglamento;

B) Que cuenta con los servicios profesionales de cuando menos, -

un director responsable de obra debidamente registrado en los términos de este reglamento, y

C) Acreditar ser miembro de la Cámara respectiva.

Para tal efecto se creó la Comisión de Admisión de Directores Responsables de obra y corresponsables, la cual esta integrado por:

I.- Dos representantes del Departamento, designados por el titular de esa dependencia, uno de los cuales presidirá la comisión y tendrá voto de calidad en caso de empate, y

II.- Por un representante de cada uno de los Colegios y Cámaras siguientes, a invitación del Jefe del Departamento:

A) Colegio de Arquitectos;

B) Colegio de Ingenieros Civiles de México;

C) Colegio de Ingenieros Militares;

D) Colegio de Ingenieros Municipales;

E) Colegio Nacional de Ingenieros Arquitectos de México;

F) Colegio de Ingenieros Mecanicos Electricistas;

G) Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, y

H) Cámara Nacional de Empresas de Consultoría.

Esta Comisión de Admisión es la encargada de verificar que las personas aspirantes cumplan con los requisitos establecidos en el Reglamento y de otorgar el registro respectivo; asimismo esta comisión debe llevar un registro de licencias de construcción concedidas a cada director responsable de obra y corresponsable y emitir opinión sobre la actuación de los mismos cuando les sea solicitado por las autoridades del Departamento; y además debe vigilar cuando lo considere conveniente la actuación de los directores responsables, durante el proceso de ejecución de las obras.

De conformidad con el artículo 40 del Reglamento se entiende que un Director responsable de obra otorga su responsiva cuando con ese carácter: I.- Suscriba una solicitud de licencia de construcción y el proyecto de una obra de las que se refiere el reglamento, cuya ejecución vaya a realizarse directamente por él o por persona física o moral diversa, siempre que supervise la misma, en este último caso. II.- Tome a su cargo su operación y mantenimiento, aceptando la responsabilidad de la misma. III.- Suscriba un dictamen de estabilidad o seguridad de una edificación o instalación; IV.- Suscriba una constancia de seguridad estructural, o V.- Suscriba el visto bueno de seguridad y operación de una obra. Las principales obligaciones del director responsable de obra son:

Dirigir y vigilar la obra, asegurandose que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma cumplan con los ordenamientos legales; responder de cualquier violación al Reglamento de Construcciones; planear y supervisar las medidas de seguridad del personal y terceras personas en la obra, sus colindancias y en la vía pública durante su ejecución. Llevar en las obras un libro de bitácora; colocar en lugar visible de la obra un letrero con su nombre de los corresponsables y sus números de registro, números de licencia de la obra y ubicación de la misma; entregar al propietario una vez concluida la obra los planos registrados del proyecto completo en original y memorias de cálculo y los manuales de operación y mantenimiento; y refrendar su registro de director responsable de obra cada tres años.

CORRESPONSABLES

De conformidad con el artículo 44 del Reglamento de Construcciones corresponsable es la persona física o moral con los conocimientos técnicos aplicados para responder en forma solidaria con el director responsable de obra en todos los aspectos de las obras en las que otorgue su responsiva, relativos a la seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico e instalaciones.

Para obtener el registro como corresponsable, se requiere:

I.- Cuando se trate de personas físicas;

A) Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones:

-Para seguridad estructural, diseño urbano y arquitectónico: Arquitecto, Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor Militar o Ingeniero Municipal.

-Para instalaciones, además de las señaladas en el párrafo anterior: Ingeniero Mecánico, Mecánico Electricista o afines a la disciplina.

B) Acreditar ante la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, que conoce el Reglamento de Construcciones y sus normas técnicas complementarias, en lo relativo a los aspectos correspondientes a su especialidad.

C) Acreditar como mínimo cinco años en el ejercicio profesional de su especialidad, y

D) Acreditar que es miembro del Colegio de Profesionales respectivo.

II.- Cuando se trate de personas morales:

A) Acreditar que está legalmente constituida, y que su objeto social está parcial o totalmente relacionado con las materias previstas en el reglamento.

B) Que cuenta con los servicios profesionales de cuando menos, un corresponsable en la especialidad correspondiente, debidamente registrado en los términos del reglamento, y

C) Acreditar ser miembro de la Cámara respectiva.

Son obligaciones de los corresponsables, entre otras, suscribir conjuntamente con el director responsable de obra, la solicitud de la licencia de construcción y vigilar y verificar que la obra a realizar, en su especialidad, se cumplan los ordenamientos legales aplicables.

RESPONSABILIDADES DE LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES.

En el ejercicio de sus facultades pueden incurrir en tres diferentes tipos de responsabilidades como son de carácter civil, penal o administrativa..

La responsabilidad civil implica resarcir o pagar a otra persona los daños y perjuicios ocasionados. De conformidad con el artículo 2108 del Código Civil se entiende por daños "la pérdida o menoscabo sufrido en el patrimonio por la falta de cumplimiento de una obligación".

Y de acuerdo con el artículo 2109 del mismo ordenamiento se entiende por perjuicio" la privación de cualquier ganancia lícita que debiera haberse obtenido con el cumplimiento de la obligación" Para la procedencia de esta responsabilidad civil se requiere que los daños y perjuicios sean consecuencia inmediata y directa de la falta de cumplimiento de la obligación.

No existe la obligación de responder en la vía civil cuando el daño o el perjuicio se deba al caso fortuito, salvo que se haya aceptado expresamente esa responsabilidad.

Un ejemplo de responsabilidad civil por daños y perjuicios, se dará cuando un director responsable de obra se obligue a tramitar la licencia de construcción y no lo haya, se empiece la construcción y el Departamento del Distrito Federal la clausure por no haber cumplido este requisito. En este supuesto el director responsable deberá pagar al dueño de la obra los daños y perjuicios ocasionados consistentes en las multas o sanciones que imponga la autoridad administrativa..

La responsabilidad penal se puede dar al no cumplir correctamente con las obligación, al suscribir una solicitud de licencia de -- construcción con un corresponsable en seguridad estructural y por ejemplo se caiga o destruya la construcción por no reunir los requisitos técnicos señalados en el reglamento; en este caso se podrá incurrir en el delito de daño en propiedad ajena sancionado por el artículo 399 del Código Penal.

La responsabilidad administrativa se da por incumplimiento a los requisitos las leyes y reglamentos. Un ejemplo de esta responsabilidad se dará cuando cometa violaciones al reglamento de construcciones y la responsabilidad administrativa de la cancelación del registro por parte de la autoridad.

De acuerdo con el artículo 51 fracción II del reglamento, la responsabilidad de carácter administrativo de los directores responsables de obra y de los corresponsables, terminará a los cinco años contados a partir de la fecha en que se expida la autorización de uso u ocupación.

LICENCIAS DE CONSTRUCCION

Previa a la tramitación de la licencia de construcción se debe obtener de la autoridad administrativa, la constancia de uso de suelo, la licencia de uso de suelo, el alineamiento y el número oficial.

La constancia de uso del suelo, es el documento donde se especifica la zona, densidad e intensidad de uso en razón a su ubicación y al programa parcial de la delegación correspondiente (art. 30 del Reglamento).

La licencia de uso de suelo es la autorización específica, para la construcción de un inmueble que será destinado a un uso determinado.. El alineamiento oficial es la traza sobre el terreno que limita el predio respectivo con la via pública en uso o con la futura via pública determinada en planos y proyectos debidamente aprobados.

Una vez obtenidas estas autorizaciones se tramita la licencia de construcción.

La licencia de construcción "es el acto que consta en el documento expedido por el Departamento por el que se autoriza a los propietarios o poseedores, según sea el caso, para construir, ampliar, modificar, cambiar el uso o regimen de propiedad a condominio, reparar o demoler una edificación o instalación.

Para la obtención de la licencia de construcción, bastará efectuar el pago de los derechos correspondientes, la entrega del proyecto ejecutivo en la Delegación donde se localice la obra a realizar excepto en los casos señalados en que se requieran otras autorizaciones, licencias, dictámenes, vistos buenos, permisos o constancias.

La presentación de la documentación será responsabilidad del propietario o poseedor o del director responsable de obra en su caso. El departamento se dará por recibido y no requerirá ninguna revisión del contenido del proyecto; únicamente revisará que se entregue el formato de registro correspondiente, distribuido gratuitamente por el Departamento, los documentos a que se refiere el artículo 56 de este reglamento y que se hayan pagado los derechos correspondientes. El plazo máximo para extender la licencia de construcción será de un día hábil.

Al extender la licencia de construcción el Departamento de incluirá el permiso sanitario a que se refiere la Ley de Salud para el Distrito Federal, en los casos y términos que ésta establece.

Los registros de proyecto y la ejecución de las obras correspondientes deberán tener la responsiva de un director responsable de obra, salvo aquellas obras señaladas en el artículo 41 y la responsiva de los corresponsables que correspondan, en los casos señalados en el artículo 44 de este reglamento. (Art. 54 del Reglamento de Construcciones).

Es importante recalcar la trascendencia que tiene éste precepto legal sobre la tramitación de las licencias de construcción y sobre de la responsabilidad en que pueden incurrir los directores responsables de obra y corresponsables.

Por un lado, de acuerdo con este precepto, la tramitación de la licencia se concreta a presentar completa y correcta la documentación solicitada y efectuar el pago de derechos. Por otra parte la responsabilidad de la documentación en cuanto a su contenido (por ejemplo cálculos estructurales) es del propietario o poseedor o del director responsable de obra en su caso, lo cual tiene relación con la responsabilidad civil, penal o administrativa en que se pueda incurrir, será responsable en todo caso, el técnico, el perito, es decir, el que tiene los conocimientos especializados en la materia siendo en este caso, el director y los corres--

ponsables; pudiendo darse el caso de responsabilidad solidaria - con el propietario o poseedor de la obra.

VISITA DE INSPECCION

El Departamento del Distrito Federal para verificar el cumplimiento de las disposiciones de las leyes, reglamentos y normas técnicas complementarias tiene la facultad de realizar visitas, en las cuales, previo el cumplimiento de los requisitos, tales como la orden de inspección, la identificación del inspector -- etc. se levantará una acta circunstanciada en la que se asiente el resultado de la misma.

SANCIONES.

Las sanciones que puede imponer el Departamento del Distrito Federal por incumplimiento a las disposiciones legales en materia de construcción son:

- 1.- Multa
 - 2.- Suspensión de la obra
 - 3.- Clausura
 - 4.- Demolición
 - 5.- Revocación de autorizaciones, licencias o constancias de conformidad con el artículo 336 del Reglamento de Construcciones -
- "El Departamento sancionará con multas a los propietarios o poseedores, a los titulares, a los directores responsables de obra, a los corresponsables, a los peritos responsables y a quienes resulten responsables de las infracciones comprobadas en las visitas de inspección.

Se sancionará al director responsable de obra o corresponsable - con una multa de quinientos mil o un millón de pesos cuando no cumplan con la obligación de dirigir y vigilar la obra, no se lleve la bitácora, no se coloque el letrero con los datos requeridos etc. etc. (art. 342 del reglamento).

Una de las sanciones económicas más fuerte es la señalada en el artículo 343 del Reglamento que establece para los propietarios o poseedores, titulares, directores responsables, en su caso, una multa equivalente hasta el diez por ciento del valor del inmueble de acuerdo al avalúo correspondiente, que expida alguna sociedad nacional de crédito, en los siguientes casos:

- I.- Cuando se estén realizando obras o instalaciones sin haber -- obtenido previamente la licencia respectiva.
- II.- Cuando se hubieren violado los estados de suspensión o clausura de la obra o yacimiento.

III.- Cuando se hubieren realizado obras o instalaciones sin contar con la licencia correspondiente, y las mismas no estuvieren regularizadas.

La suspensión o clausura se da en los casos previstos en los artículos 339 y 340 del Reglamento de Construcciones.

RECURSOS

El recurso es un medio de impugnación de un acto emitido por la autoridad administrativa y cuyo objetivo es revocarlo por afectar los intereses del particular al no cumplir dicha autoridad con lo establecido con las leyes y reglamentos.

El Reglamento de Construcciones establece el recurso de inconformidad, el cual puede interponerlo el interesado ante el superior jerárquico e inmediato de la autoridad que ha emitido el acto o resolución, dentro de los quince días hábiles siguientes a la fecha en que se le notifique o ejecute el acto debiendo ser por escrito en el cual se precise el acto que se reclame, los motivos de la inconformidad y se acompañen las pruebas, admitido el recurso la autoridad señalará día y hora para la celebración de una audiencia en la cual se obra en defensa al interesado, se desahogaran las pruebas ofrecidas y al término de la misma se levantará un acta, la autoridad administrativa debe resolver dentro de los treinta días siguientes a la celebración de la audiencia y será notificada personalmente.

Procederá el recurso de inconformidad contra:

- I.- La negativa de otorgamiento de la constancia de uso del suelo, alineamiento y número oficial;
- II.- La negativa de otorgamiento de la licencia de construcción de cualquier tipo;
- III.- La cancelación o revocación de licencias, la suspensión o clausura de obras o yacimientos y
- III.- Las ordenes de demolición, reparación o desocupación.

En contra de los resultados contenidos en las actas de visita, los visitados podrán inconformarse con los hechos contenidos en el acta final mediante escrito que deberá presentar ante las autoridades del Departamento dentro de los cinco días hábiles siguientes, al inmediato posterior a aquel en que se cerró el acta y la autoridad resolverá en quince días en contra de la orden de desocupación, como medida de seguridad, los afectados pueden interponer el recurso de inconformidad, por escrito, dentro del término de tres días; contando a partir de la notificación de la orden y la autoridad deberá resolver en los tres días siguientes.

LEY DEL DESARROLLO URBANO DEL DISTRITO FEDERAL.

Esta ley tiene por objeto ordenar el desarrollo urbano del Distrito Federal, conservar y mejorar su territorio, establecer -- las normas conforme a las que el Departamento del Distrito Federal ejercera sus atribuciones para determinar los usos, destinos y reservas de tierras, aguas y bosques.

Corresponde al Departamento del Distrito Federal planear y ordenar los distintos, usos y reservas de los elementos de su territorio y el desarrollo urbano del mismo.

Para lograr este propósito el Departamento integró el Plan Director para el Desarrollo Urbano el cual contiene el conjunto de disposiciones y normas para ordenar los destinos usos y reservas del territorio del Distrito Federal y mejorar el funcionamiento y organización, de sus áreas de desarrollo urbano y de conservación ecológica, así como establecer las bases para la programación de acciones, obras y servicios.

El Plan Director se integra por un plan general en que se determinen los objetivos políticos, estrategias y programas fundamentales a corto, mediano y largo plazo que regirán la ordenación y regulación del desarrollo urbano del Distrito Federal; y por planes parciales que resulten necesarios, cuyo fin sea el desarrollo de las proposiciones y contenidos del plan general en zonas particulares del Distrito Federal y que tengan como propósito la realización de alguno o varios de los objetivos del plan general; y el sistema de información y evaluación que permita el control y seguimiento del plan general y sus programas operativos, así como de los planes parciales y previa la incorporación de los resultados al proceso de planeación.

REGIMEN DE PROPIEDAD EN CONDOMINIO.

Esta regulado por la Ley Sobre el Régimen de Propiedad en Condominio de Inmuebles, para el Distrito Federal, la cual tiene por objeto reglamentar los requisitos para la constitución de este régimen así como las diferentes situaciones que se presentan a los propietarios sujetos al mismo tales como los derechos y obligaciones de los condminos, determinar las areas de uso común y privativas, la administración y asambleas. etc.

Se dá el regimen de condomineo de conformidad con el artículo 1o.

"Cuando los diferentes departamentos, viviendas, casas o locales de un inmueble, construidos en forma vertical, horizontal o mixta, susceptibles de aprovechamiento independiente por tener salida propia a un elemento común de aquel a la via pública, perteneciera a distintos propietarios, cada uno de éstos, tendrá un derecho singular y exclusivo de propiedad sobre su departamento, vivienda, casa o local y además un derecho de copropiedad sobre los elementos y partes comunes, del inmueble, necesarios para su adecuado uso o disfrute".

• Es decir, cuando diversas personas son propietarios en forma exclusiva de una o construcción y así mismo son copropietarios de las areas comunes. El régimen de propiedad en condominio puede originarse bien por la construcción en un terreno de diferentes casas departamentos viviendas o locales pertenecientes a diferentes dueños con areas de uso común; o bien cuando se realice esta construcción y se destinen a la venta a personas distintas; o bien cuando ya exista la construcción de las casas, departamentos o locales y lo dividan, para transmitirlo a diferentes siempre y cuando se dé una área común y otra privada. Para obtener la autorización para la constitución del Regimen de propiedad en condominio los propietarios interesados deberán obtener una declaración, por parte del Departamento del Distrito Federal en el sentido de ser realizable el proyecto general, por hallarse dentro de las previsiones legales sobre desarrollo urbano, de planificación urbana y de prestación de los servicios públicos; en todo caso el otorgamiento de las licencias de construcción serán hasta por un máximo de 120 departamentos, viviendas, casas o locales por condominio, aún cuando éste y otros formen parte de un conjunto o unidad urbana habitacional (art. 3o.)

Para constituir el régimen de propiedad en condominio, el propietario o propietarios deberán declarar su voluntad en escritura pública, en la cual se hará constar:

I.- La situación dimensiones y linderos del terreno que correspondan al condominio de que se trate con especificación precisa de su separación del resto de áreas, si está ubicado dentro de un conjunto o unidad urbana habitacional. Asimismo cuando se trate de construcciones vastas, los límites de los edificios o de las alas o secciones que de por sí deban constituir condominios independientes, en virtud de que la ubicación y número de copropiedades origine la separación de los condominios en grupos distintos:

II.- Constancia de haber obtenido la declaratoria antes señalada y de que las autoridades competentes han expedido las licencias, autorizaciones o permisos de construcciones urbanas y de salubridad, que requieran este tipo de obras;

III.- Una descripción general de las construcciones y de la calidad de los materiales, empleados o que vayan a emplearse;

IV.- La descripción de cada departamento, vivienda, casa o local, su número situación, medidas, piezas de que conste, espacio para estacionamiento de vehículos, si lo hubiere y además datos necesarios para identificarlo;

V.- El valor nominal que para los efectos de esta Ley, se origine a cada departamento, vivienda, casa o local y el porcentaje que le corresponda sobre el valor total, también nominal, de las partes en condominio:

VI.- El destino general del condominio y el especial de cada departamento, vivienda, casa o local;

VII.- Los bienes de propiedad común, su destino, con la especificación y detalles necesarios y, en su caso, su situación medidas, partes de que se compongan, características y demás necesarios para su identificación;

VIII.- Características de la poliza de fianza que deban exhibir los obligados, para responder en la ejecución de la construcción y de los vicios de ésta. El monto de la fianza y el término de la misma serán determinados por las autoridades que expidan las licencias de construcción.

IX.- Los casos y condiciones en que pueda ser modificada la propia escritura.

Al apéndice de la escritura se agregarán, debidamente certificados por el Notario, el plano general y los planos correspondientes a cada uno de los departamentos, viviendas, casas o locales y a los elementos comunes; así como el Reglamento del propio Condominio (art. 4o.)

Los inmuebles ya construidos destinados a arrendamiento para vivienda pueden constituirse en régimen de propiedad en condominio siempre y cuando este destinado preponderantemente el de vivienda y haya estado sujeto a un contrato de arrendamiento por lo menos durante los últimos cuatro años y respecto de los cuales tanto propietarios como inquilinos así lo convengan; es requisito indispensable además que la propiedad admita cómoda división y sea técnicamente segura a juicio del Departamento del Distrito Federal.

Para efectuar el trámite de cambio de propiedad privada o copropiedad al régimen de condominio de este tipo de inmuebles se exceptúan de presentar la declaratoria, licencias, autorizaciones o permisos relativos a las construcciones urbanas y de salud a que se refiere la Ley Sobre el Régimen de Propiedad en Condominio.

Dentro de los otros aspectos trascendentes de la Ley están los siguientes:

Los inmuebles sujetos a este régimen requieren un mantenimiento, conservación y una administración de los recursos financieros y humanos. Para lograr este fin la Ley ha establecido la Asamblea de condóminos, como órgano supremo y el administrador.

Son facultades de la asamblea, entre otras, las siguientes:

- I.- Nombrar y remover libremente al administrador
- II.- Determinar las responsabilidades
- III.- Nombrar y remover al Comité de Vigilancia
- IV.- Discutir y aprobar el presupuesto de gastos
- V.- Establecer las cuotas a cargo de los condóminos para el mantenimiento y administración.
- VI.- Modificar la escritura constitutiva del condominio y el reglamento.

Son obligaciones del Administrador:

- I.- Llevar debidamente autorizado por el gobierno del Distrito Federal un libro de registro de acreedores que manifiesten su decisión de concurrir a las asambleas.

- II.- Cuidar y vigilar los bienes del condominio y los servicios comunes.
- III.- Recabar y conservar los libros y la documentación relacionada con el condominio.
- IV.- Atender la operación de las instalaciones y servicios generales.
- V.- Realizar todos los actos de administración y conservación.
- VI.- Ejecutar los acuerdos de la asamblea.
- VII.- Recaudar de los condóminos la aportación de los fondos de mantenimiento y administración y de reserva.
- VIII.- Efectuar los gastos de mantenimiento y administración.
- IX.- Otorgar recibo a cada uno de los condominos por las cantidades que hayan aportado.
- X.- Entregar mensualmente a cada condómino un estado de cuenta.
- XI.- Convocar a asamblea.

El Comité de Vigilancia deberá cerciorarse que el administrador cumpla los acuerdos de la Asamblea y sus funciones: verificar los estados de cuenta; convocar a asamblea etc.

Dentro de las sanciones más graves establecidas por la Ley para el condómino que incumpla con sus obligaciones esta la señalada por el artículo 38o. el cual dispone_ "el condómino que reiteradamente no cumpla con sus obligaciones, además de ser responsable de los daños y perjuicios que cause a los demás, podrá ser demandado para que se le obligue a vender sus derechos, hasta en subasta pública, respetándose el derecho del tanto, en los términos del Reglamento del Condominio. El ejercicio de esta acción será resuelto en asamblea de condominos, por un mínimo de 75% de éstos".

Para el supuesto de ser un inquilino u ocupante del inmueble el que incumpla el artículo 39o. de la Ley señalada lo siguiente: - "si quien no cumpla sus obligaciones fuese un ocupante no propietario, el administrador le demandará, previo consentimiento del condominio, la desocupación del departamento, vivienda, casa ó local. Si el condómino se opusiera se procederá contra éste y el ocupante, en los términos del artículo anterior".

LEY DE SALUD PARA EL DISTRITO FEDERAL

Esta ley dedica el capítulo III del título SEGUNDO titulado "De las construcciones, edificios y fraccionamientos" de los artículos 29 al 35, a la regulación y establecimiento de requisitos en materia de salud.

Así el artículo 29 dispone " En los aspectos, sanitarios, las construcciones, reconstrucciones, modificaciones y adaptaciones deberán cumplir con las disposiciones de esta ley, las demás disposiciones aplicables y las normas técnicas correspondientes, exceptuándose aquellas cuya autorización esté expresamente reservada a la Secretaria de Salud."

El artículo 30o. señala: "Para iniciar y realizar la construcción, reconstrucción, modificaciones y acondicionamiento de un edificio, se requiere el permiso sanitario del proyecto, en cuanto a iluminación, ventilación instalaciones sanitarias y contra accidentes, especificando, en todo caso, el uso a que estará destinado el inmueble."

Es importante recalcar que toda construcción a efectuar debe cumplir con las disposiciones sanitarias vigentes, para ello al elaborarse un proyecto deberá revisarse las disposiciones aplicables en esta materia..

REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD EN MATERIA DE CONTROL SANITARIO DE ACTIVIDADES ESTABLECIMIENTOS, PRODUCTOS Y SERVICIOS.

Este reglamento determina, los espacios, areas y construcciones que deberán tener los establecimientos dedicados a ciertas actividades, reglamentadas por las disposiciones sanitarias, así -- por ejemplo, de los artículos 270 al 288 esta dedicado a los -- "Establecimientos, maquinaria y equipo del proceso de leche".

El artículo 452 señala las areas que dispondrán los rastros o mataderos, el cual está dentro del capítulo "De la carne, sus productos y condiciones sanitarias de los establecimientos donde se manipulan".

Los artículos 472 al 499 esta dedicado a las "Empacadoras de carnes frias" y determina las areas y condiciones que deben reunir esta clase de establecimientos.

LEY FEDERAL SOBRE MONUMENTOS Y ZONAS ARQUEOLÓGICAS, ARTÍSTICAS E HISTÓRICAS.

Esta ley señala que son monumentos arqueológicos, artísticos, -- históricos y zonas de monumentos los determinados expresamente -- en la ley y los que sean declarados como tales, de oficio o a -- petición de parte.

Los propietarios de bienes inmuebles declarados monumentos histó-- ricos o artísticos, deberán conservarlos y en su caso, restaurar-- los, previa autorización del Instituto Nacional de Antropología e Historia.

Los propietarios de bienes inmuebles colindantes a un monumento, que pretendan realizar obras de excavación, cimentación, demoli-- ción o construcción, que puedan afectar las características de -- los monumentos históricos o artísticos, deberán obtener el per-- miso del Instituto.

El Reglamento de la Ley Federal sobre monumentos y zonas arqueo-- lógicas, artísticos e históricos en su artículo 42 dispone lo si-- guiente: " toda obra en zona o monumento, inclusive la coloca-- ción de anuncios, avisos, carteles, templetas, instalaciones di-- versas o cualesquiera otras, únicamente podran realizarse previa autorización otorgada por el Instituto correspondiente, para lo cual el interesado habrá de presentar una solicitud con los si-- guientes requisitos:

Nombre y domicilio del solicitante, del responsable de la obra y del propietario, características, planos y especificaciones de -- la obra a realizarse; planos descripción y fotografías del esta-- do actual del monumento y en el caso de ser inmuebles, sus colin-- dancias; su aceptación para la realización de inspecciones por -- parte del Instituto competente; y a juicio del Instituto compe-- tente deberá otorgar fianza que garantice a satisfacción el pago por los daños que pudiera sufrir el monumento.

Asimismo cualquier obra que se realice en predios, colindantés a un monumento arqueológico artístico e histórico deberá contar -- previamente con el permiso del Instituto competente.

Por otra parte, toda obra que se realice en esta clase de monu-- mentos contraviniendo las disposiciones de la ley o del reglame-- nto será suspendida por el Instituto competente mediante la impo-- sición de sellos oficiales que impidan su continuación.

LEY FEDERAL DEL TRABAJO

Esta ley rige las relaciones entre trabajadores y patrones, reglamentando, entre otras cosas, los derechos y obligaciones de ambas partes, las relaciones individuales de trabajo, las condiciones de trabajo, las relaciones colectivas y los procedimientos para resolver los conflictos surgidos entre las partes.

Las relaciones de trabajo pueden ser para obra o tiempo determinado o por tiempo indeterminado, a falta de estipulaciones expresas, la relación será por tiempo indeterminado.

Los trabajadores de la industria de la construcción deben ser contratados para obra determinada, debiendo estipularse así expresamente en el contrato individual que se celebre.

Cuando un trabajador es despedido injustificadamente el patrón está obligado a pagarle tres meses de indemnización y los salarios caídos.

El patrón puede rescindirle al trabajador el contrato individual y la relación de trabajo, sin responsabilidad, cuando un empleado incurra en alguna de las causales señaladas en el artículo 47 de la Ley Federal del Trabajo, como son: engañarlo el trabajador acerca de su capacidad, aptitudes,; incurrir el trabajador durante sus labores, en faltas de probidad y honradez, en actos de injuria o malos tratamientos en contra del patrón o sus familiares o personal de la empresa; ocasionar el trabajador intencionalmente, perjuicios materiales durante el desempeño de las labores, en los edificios, obras, maquinaria instrumentos, materias primas; ocasionar los mismos perjuicios, sin dolo pero con negligencia; cometer el trabajador actos inmorales en el centro de trabajo; revelar el trabajador los secretos de fabricación, tener el trabajador más de tres faltas de asistencia en un periodo de treinta días sin permiso del patrón o sin causa justificada; desobedecer el trabajador al patrón o a sus representantes, sin causa justificada, siempre que se trate del trabajo contratado, concurrir el trabajador a sus labores en estado de embriaguez o bajo la influencia de alguna droga. etc.

El patrón deberá dar al trabajador aviso escrito de la fecha y causa o causas de la rescisión.

El aviso deberá hacerse del conocimiento del trabajador, y en caso de que éste se negare a recibirle, el patrón dentro de los

cinco días siguientes a la fecha de la rescisión, deberá hacerlo del conocimiento de la Junta respectiva, proporcionando a ésta - el domicilio que tenga registrado y solicitando su notificación al trabajador.

Condiciones de trabajo.

Estas no podrán ser inferiores a las fijadas por la Ley y deberán ser proporcionadas a la importancia de los servicios e iguales para trabajos iguales.

JORNADA DE TRABAJO

La jornada de trabajo es el tiempo durante el cual el trabajador está a disposición del patrón para prestar su trabajo.

La jornada diurna es la comprendida entre las seis a las veinte horas.

La jornada nocturna es la que comprende períodos de tiempo de las jornadas diurna y nocturna, siempre que el periodo nocturno sea menor de tres horas y media, pues se comprende tres horas y media ó más se reputará jornada nocturna. La duración máxima de la jornada será: ocho horas la diurna; siete la nocturna y siete horas y media la mixta.

Durante la jornada cotidiana se concederá al trabajador un descanso de media hora por lo menos. Podrá prolongarse la jornada de trabajo por circunstancias extraordinarias, sin exceder nunca de tres horas diarias ni de tres veces en una semana.

DIAS DE DESCANSO.

Por cada seis días de trabajo disfrutará el trabajador de un día de descanso, por lo menos, con goce de salario íntegro.

VACACIONES

Los trabajadores que tengan más de un año de servicios disfrutará de un período anual de vacaciones pagadas, que en ningún caso podrá ser inferior a sus días laborables, y que aumentará en dos días laborables, hasta llegar a doce, por cada año subsecuente de servicios.

Después del cuarto año, el período de vacaciones se aumentará en dos días por cada cinco de servicios.

Los trabajadores deberán disfrutar en forma continua seis días de vacaciones, por lo menos.

Las vacaciones no podrán compensarse con una remuneración.

Los trabajadores tendrán derecho a una prima no menor de veinticinco por ciento sobre los salarios que les correspondan durante

el periodo de vacaciones.

Las vacaciones deberán concederse a los trabajadores dentro de los seis meses siguientes al cumplimiento del año de servicios.

SALARIO.

Salario es la retribución que debe pagar el patrón al trabajador por su trabajo.

El salario puede fijarse por unidad de tiempo, por unidad de obra, por comisión a precio alzado o de cualquier otra manera. Los plazos para el pago del salario nunca podrán ser mayores de una semana para las personas que desempeñen un trabajo material y de quince días para los demás trabajadores.

DERECHOS Y OBLIGACIONES DE LOS TRABAJADORES Y PATRONES: Son obligaciones de los patronos:

Cumplir las disposiciones de las normas de trabajo; pagar a los trabajadores los salarios; proporcionar a los trabajadores los útiles, instrumentos y materiales de trabajo; proporcionar capacitación y adiestramiento a sus trabajadores; cumplir con las disposiciones de seguridad e higiene etc.

Son obligaciones de los trabajadores.

Cumplir con las normas de trabajo; observar las medidas preventivas e higienicas; desempeñar el servicio bajo la dirección del patrón o de su representante, a cuya autoridad estarán subordinados en todo lo concerniente al trabajo; ejecutar el trabajo con la intensidad, cuidado y esmero apropiados y en la forma, tiempo y lugar convenidos, etc.

RELACIONES COLECTIVAS DE TRABAJO.

-Sindicato es la asociación de trabajadores o patronos, constituida para el estudio, mejoramiento y defensa de sus respectivos intereses.

-A nadie se le puede obligar a formar parte de un sindicato o a no formar parte de él.

Cualquier estipulación que establezca multa convencional en caso de separación del sindicato o que desvirtúe de algún modo la disposición contenida en el párrafo anterior se tendrá por no puesta.

-Los sindicatos deberán constituirse con veinte trabajadores en servicio activo o con tres patronos por lo menos.

Los sindicatos deben registrarse en la Secretaría del Trabajo y Previsión Social en los casos de competencia federal y en las

Juntas de Conciliación y Arbitraje en los de competencia local.

-Contrato Colectivo de Trabajo es el convenio celebrado entre uno o varios sindicatos de trabajadores y uno o varios patrones, o uno o varios sindicatos de patrones, con objeto de establecer las condiciones según las cuales debe prestarse el trabajo en una o más empresas o establecimientos.

-El patrón que emplee trabajadores miembros de un sindicato tendrá obligación de celebrar con éste, cuando lo solicite, un contrato colectivo. Si el patrón se niega a firmar el contrato, podrán los trabajadores ejercitar el derecho de huelga.

-Huelga es la suspensión temporal del trabajo llevada a cabo por una coalición de trabajadores.

-La huelga puede abarcar a una empresa o a uno o varios de sus establecimientos.

-La huelga debe limitarse al mero acto de la suspensión del trabajo.

-La huelga es ilícita cuando la mayoría de los huelguistas ejecuten actos violentos contra las personas o las propiedades.

-La huelga deberá tener por objeto:

I.- Conseguir el equilibrio entre los diversos factores de la producción, armonizando los derechos del trabajo con los del capital;

II.- Obtener del patrón o patrones la celebración del contrato colectivo de trabajo y exigir su revisión al terminar el período de vigencia.

III.- Obtener de los patrones la celebración del contrato-ley y exigir su revisión al terminar el período de su vigencia.

IV.- Exigir el cumplimiento del contrato colectivo de trabajo o del contrato-ley en las empresas o establecimientos en que hubiese sido violado.

V.- Exigir el cumplimiento de las disposiciones legales sobre participación de utilidades.

VI.- Apoyar una huelga que tenga por objeto alguno de los enumerados en las fracciones anteriores.

VII.- Exigir la revisión de los salarios contractuales.

Para suspender los trabajos se requiere: I.- Que la huelga tenga por objeto alguno o algunos de los que señala el artículo anterior y II.- Que la suspensión se realice por la mayoría de los trabajadores de la empresa o establecimiento.

III.- Obtener de los patrones la celebración del contrato-ley y exigir su revisión al terminar el periodo de su vigencia. IV.- Exigir el cumplimiento del contrato colectivo de trabajo y del contrato-ley en las empresas o establecimientos en que hubiese sido violado. V.- Exigir el cumplimiento de las disposiciones legales sobre participación de utilidades.- VI.- Apoyar una huelga que tenga por objeto alguno de los enumerados en las fracciones anteriores.- VII.- Exigir la revisión de los salarios contractuales.

Para suspender los trabajos se requiere: I.- Que la huelga tenga por objeto alguno o algunos de los que señala el artículo anterior y II.- Que la suspensión se realice por la mayoría de los trabajadores de la empresa o establecimiento.

Las Juntas de Conciliación y Arbitraje corresponde el conocimiento y resolución de los conflictos de trabajo que se suscitan entre trabajadores y patrones derivados de las relaciones de trabajo.

Las Juntas de Conciliación y Arbitraje se integran con un representante del gobierno y con representantes de los trabajadores y de los patrones.

RECOMENDACIONES

Antes de iniciar una obra se recomienda:

- 1.- Inscribir a los trabajadores al IMSS
- 2.- Celebrar contrato individual de trabajo por obra determinada.
- 3.- Chequen los trabajadores las horas de entrada y salida de labores.
- 4.- Se les pague salario semanal y firmen o impriman su huella digital en los recibos de pago.
- 5.- Elaborar, firmar y depositar el Reglamento Interior de Trabajo.

Indice

| | |
|---|----|
| INTRODUCCION | 5 |
| SUJETOS OBLIGADOS | 9 |
| REGISTRO PATRONAL | 11 |
| REGISTRO DE OBRA | 15 |
| COMPROBANTES DE AFILIACION-VIGENCIA | 19 |
| CONSTANCIA DE PAGO | 23 |
| SUBCONTRATACION DE TRABAJOS | 27 |
| INCIDENCIAS DE OBRA | 31 |
| EMISION DE LIQUIDACIONES Y PAGO DE CUOTAS | 33 |
| Entero provisional a Cuenta de Cuotas Obrero Patronales | 34 |
| Emisión extemporánea de liquidaciones | 37 |
| Regularización de obra registrada extemporáneamente . | 37 |
| Emisión por omisión | 37 |
| Períodos de aclaración | 37 |
| CONSTANCIA DE CUMPLIMIENTO | 41 |
| Del incumplimiento de las obligaciones | 41 |



Introducción

En el mes de junio de 1960, el Ejecutivo Federal publicó en el Diario Oficial de la Federación, el Reglamento del Seguro Obligatorio de los Trabajadores Temporales y Eventuales Urbanos, incorporando a la seguridad social a trabajadores que por realizar sus actividades en forma intermitente, quedaron excluidos como sujetos de aseguramiento, por disposición específica contenida en el Artículo 6o. de la Ley original del Seguro Social.

Sin embargo, dada's las características de los trabajadores de la construcción, el H. Consejo Técnico autorizó desde ese mismo año, un instructivo para hacer aplicable el reglamento citado, mismo que se revisó en 1963 y



1969; año, este último, en que se aprobó el instructivo de operación y que se venía aplicando en forma paralela al Procedimiento para el Aseguramiento de los Trabajadores de la Industria de la Construcción, aprobado también por el mismo Cuerpo Colegiado en 1978.

Esto demuestra el esfuerzo que ha realizado el Instituto, por crear un sistema que permitiera afiliar a los trabajadores de esta actividad, certificar su derecho a las diferentes prestaciones que otorga la Ley del Seguro Social y establecer bases sólidas para la cobranza de las cuotas obrero-patronales. Sin embargo, la existencia de dos sistemas diferentes, provocó una aplicación deficiente de los mismos, que a su vez repercutió en el trámite para la certificación de los derechos de los trabajadores en el otorgamiento de prestaciones inmediatas y diferidas, en la recuperación de las cuotas obrero-patronales que le corresponde al Instituto y en la integración de estadísticas para planeación y determinación en forma precisa, del tiempo de exposición de los trabajadores al riesgo, para efectos de la determinación del grado de riesgo de la empresa.

Por lo anterior y a fin de resolver esta problemática, se diseñó un sistema que permitiera el cumplimiento de las disposiciones

que establece la Ley del Seguro Social, el Sistema Eventuales de la Construcción, SEC.

Este sistema requiere para su operación, del fundamento legal que establezca en forma clara y precisa, las obligaciones y derechos de patrones, trabajadores e Instituto, por lo cual, se expidió el Reglamento del Seguro Social Obligatorio para Trabajadores de la Industria de la Construcción por Obra o Tiempo Determinado.

Este reglamento señala que los patrones que se dediquen a la actividad de la construcción y que contraten trabajadores en forma permanente, deberán registrarse en la modalidad 10 (Asalariados Permanentes Urbanos) y presentar al Instituto los avisos de alta, baja y modificación de salario de sus trabajadores. Por lo tanto, no se manejarán conforme al procedimiento del Sistema Eventuales de la Construcción.

En caso de que los patrones contraten trabajadores por obra o tiempo determinado, están obligados a registrarlos presentando los avisos de inscripción, baja y modificación de salario, como si fueran permanentes, o bien, optar por registrar a sus trabajadores mediante el procedimiento establecido en el SEC.

Los patrones que registren sus obras mediante el SEC, deberán contratar trabajadores que tengan número de afiliación. En caso contrario, el patrón está obligado a tramitarlo directamente en los Servicios de Afiliación-Vi-

gencia de Derechos en un plazo que no excederá de cinco días hábiles, a partir de la fecha de contratación y una vez otorgado el número de afiliación, deberá darlo a conocer al trabajador.

Sujetos Obligados

Se consideran como patrones de la construcción, las personas físicas o morales que se dediquen en forma permanente o esporádica a la actividad de la construcción y que contraten trabajadores por obra o tiempo determinado.

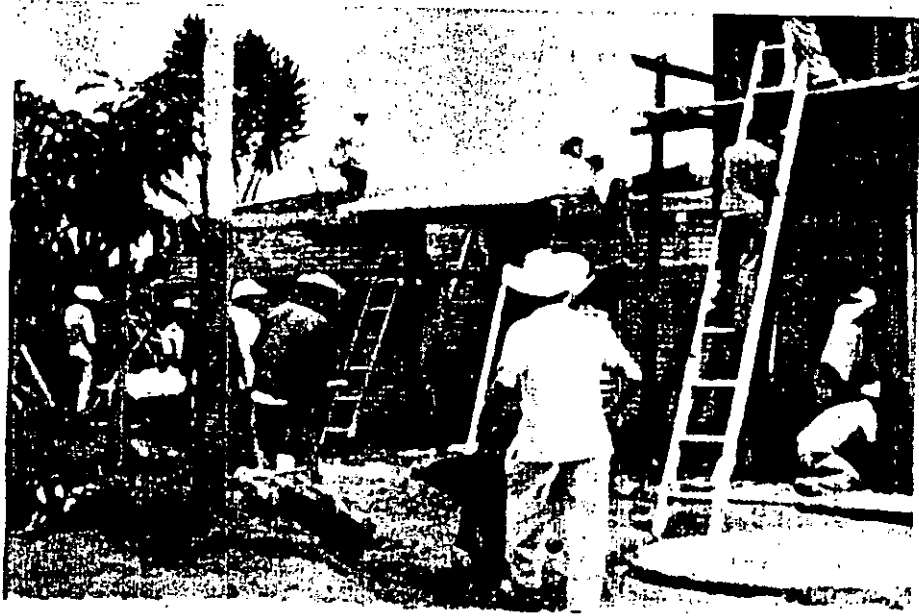
Por obra de construcción, se entenderá cualquier trabajo que tenga por objeto crear, construir, instalar, conservar, reparar, demoler o modificar bienes inmuebles.

Por lo tanto, son sujetos obligados, los siguientes:

- Los propietarios de la obra de construcción que contraten trabajadores.

- Las personas físicas o morales que celebren contratos a precio alzado o precios unitarios con trabajadores a su servicio.

- Los subcontratistas legalmente establecidos, que realicen una o varias partes de la obra, con trabajadores por obra o tiempo determinado, teniendo la obligación de registrarse como patrón en el IMSS y registrar la obra o partes de la obra que realizarán.



Registro Patronal

Los patrones que ocupan trabajadores a obra o tiempo determinado, deberán registrarse en los Servicios de Afiliación-Vigencia de Derechos de la oficina del Seguro Social que corresponda al domicilio de la obra, donde le proporcionarán el formato, Aviso de Inscripción de Patrón que Ocupa Trabajadores Eventuales o Temporales Urbanos IMSS (3) 10.

En caso de tener obras en varios municipios, deben presentar un registro por cada una de ellas.

El patrón deberá presentar este formato al Instituto, con los siguientes documentos:

Personas morales: Acta constitutiva de la sociedad.

Personas físicas (incluye propietarios de la obra): Comprobantes de domicilio (recibo de luz, teléfono, predial, licencia de construcción, etc.).

En ambos casos, se presentará una identificación que contenga la firma del patrón o de su representante legal, si presenta carta poder o poder notarial.

| | | |
|---|---|---|
| INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL | | IMSS (3) 10 |
| DEPARTAMENTO DE AFILIACION | | NO SE LLENE |
| AVISO DE INSCRIPCIÓN DE PATRÓN QUE OCUPA TRABAJADORES EVENTUALES O TEMPORALES URBANOS (INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN) | | 1.- |
| 2.- NOMBRE DEL PATRÓN | | 6 - ACTIVIDAD DE LA EMPRESA |
| APELLIDOS, NOMBRE, MATERNO Y NOMBRE, SI SE TRATA DE PERSONA FÍSICA, DENOMINACIÓN O RAZÓN SOCIAL, EN SU CASO | | GIRO DE LA NEGOCIACION |
| 3.- LOCALIZACIÓN DE LAS OFICINAS DEL PATRÓN | | 7 - (PARA SER UTILIZADO EXCLUSIVAMENTE POR IMSS) |
| CALLE, NUM. COLONIA, DELEG. ENTIDAD, ZONA, POSTAL, TELEF. | 4.- OCUPA SUBCONTRATISTAS SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> | 8 - FECHA DE INICIACION DE LOS TRABAJOS |
| 5.- ANOTESE EL NUMERO DE REGISTRO SI EL PATRÓN YA ESTA INSCRITO EN EL REGIMEN ORDINARIO DEL SEGURO SOCIAL | | DIA MES AÑO |
| LUGAR Y FECHA | | 9 - NUMERO DE TRABAJADORES QUE REGISTRA EN LA INSCRIPCIÓN INICIAL |
| FIRMA DEL PATRÓN | | |
| NOTA IMPORTANTE EN CASO DE EXISTIR CONTRATO COLECTIVO DE TRABAJO DEBERA ADJUNTARSE UNA COPIA (PARA SER UTILIZADO EXCLUSIVAMENTE POR EL INSTITUTO) | | |
| CRTICA | LOCALIZACION | PERFORACION |
| | CODIFICACION | VERIFICACION |
| FECHA Y HORA DE RECEPCION DE ESTE AVISO EN EL INSTITUTO | | |



El Instituto le entregará copia del aviso, sellado de recibido y tarjeta de identificación patronal.

Al momento de registrarse el patrón, también deberá presentar el formato para la Inscripción de las Empresas en el Seguro de Riesgos de Trabajo, de acuerdo a lo siguiente:

Personas morales: Presentación del mencionado formato.

Personas físicas: Si es patrón de una obra que se destinará a su propia casa-habitación, no es necesario el formato.

Si aún cuando construya su propia casa-habitación, el patrón tiene antecedentes en el ramo de la construcción, entregará el formato.

Si el patrón manifiesta que se dedica a la construcción o no siendo así, la obra por registrar no consista en su propia casa-habitación, igualmente deberá presentar el formato de Inscripción de las Empresas en el Seguro de Riesgos de Trabajo.

**INSCRIPCIÓN DE LAS
EMPRESAS EN EL
SEGURO DE RIESGOS
DE TRABAJO**

| | |
|-----------------------|--------------------------|
| NOMBRE O RAZÓN SOCIAL | REGISTRO(S) PATRONAL(ES) |
| DELEGACIÓN | |

SUBDIRECCIÓN GENERAL TÉCNICA JEFATURA DE CLASIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL GRADO DE RIESGO DE LAS EMPRESAS

Registro de Obra

Los patrones deben registrar la o las obras en el IMSS, dentro de un plazo de cinco días hábiles inmediatamente siguientes a la fecha de inicio de los trabajos, acudiendo a las oficinas administrativas (área de Control de Obras) más cercanas a la ubicación de la construcción, donde se les proporcionará el Aviso de Registro de Obra, forma SEC-02.

Este aviso deberá presentarlo acompañado de copia de la siguiente documentación:

Obra privada: Licencia de construcción y planos de la obra.

Obra pública: Contrato de la obra u orden de trabajo.

En caso de que al momento de registrar la obra, no cuente con la documentación requerida, el Instituto recibirá el aviso y otorgará un plazo de 15 días para que la presente.

Por cada obra que ejecute, deberá presentar la documentación correspondiente. Asimismo, el IMSS le asignará un número de registro de obra, también en forma individual.

AVISO DE REGISTRO DE OBRA

SEC-02

| | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|--|---------------------------|--|--|--|---------------------|--|----------------------------|--|
| REGISTRO C-MIC | | ORDEN DE VISITA | | REGISTRO PATRONAL | | CLAVE SUBDELEG. | | DIR. VER. | |
| NOMBRE, DENOMINACION O RAZON SOCIAL | | | | | | | | | |
| EXCLUSIVO IMSS | | | | | | | | | |
| DOMICILIO LEGAL | | | | | | | | | |
| CALLE | | NUM. EXT. | | NUM. INT. | | | | | |
| COLONIA O POBLACION | | | | | | | | | |
| MUNICIPIO O DELEGACION POLITICA | | | | | | | | | |
| ENTIDAD | | | | | | | | | |
| CODIGO POSTAL | | | | | | | | | |
| DATOS DE LA OBRA | | | | | | | | | |
| UBICACION: | | | | | | | | | |
| CALLE | | NUM. EXT. | | NUM. INT. | | COLONIA O POBLACION | | ENTIDAD | |
| MUNICIPIO O DELEGACION POLITICA | | | | | | | | | |
| TIPO | | | | | | | | | |
| FECHA DE INICIO | | DIA | | MES | | AÑO | | CODIFICACION | |
| FECHA PROBABLE DE TERMINACION | | DIA | | MES | | AÑO | | DURACION PROBABLE EN MESES | |
| TOTAL DE COMPROBANTES SOLICITADOS | | DIA | | MES | | AÑO | | REGULARIZACION | |
| LUGAR Y FECHA | | TOTAL JORNADAS A UTILIZAR | | FIRMA DEL PATRON O REPRESENTANTE LEGAL | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| REGISTRO PATRONAL | | REGISTRO DE OBRA | | CANTIDAD DE COMPROBANTES ENTREGADOS | | | | | |
| POLIOS | | DEL | | AL | | | | | |
| DEL | | AL | | DEL | | | | | |
| AL | | RECIBI | | NOMBRE | | | | | |
| DOCUMENTACION COMPROBATORIA | | FIRMA | | OBRA PUBLICA | | | | | |
| -CONTRATO | | -ORDEN DE TRABAJO | | -LICENCIA DE CONSTRUCCION | | | | | |
| -ORDEN PRIVADA | | -PLANOS | | COSTO TOTAL | | | | | |
| | | | | | | (Miles de Pesos) | | | |
| SUPERFICIE A CONSTRUIR | | | | | | | | | |

Al requisitar el Aviso de Registro de Obra, los patrones deberán manifestar el número probable de trabajadores que vayan a emplear, por cada uno de los bimestres que dure la obra, en el recuadro correspondiente al total de comprobantes solicitados.



Comprobantes de Afiliación-Vigencia

El Instituto proporcionará a los patrones, posteriormente al registro de la obra, la cantidad de Comprobantes de Afiliación-Vigencia solicitados, formas SEC-06 y SEC-07, conteniendo los datos de identificación del patrón y de la obra.

Los Comprobantes de Afiliación-Vigencia, deben ser requisitados en lo correspondiente a la fecha de inicio de labores o reexpedición y datos del trabajador, al momento de iniciarse la relación laboral y proporcionarle al trabajador la segunda copia, SEC-07.

Bimestralmente, mientras subsista la contratación, se le expedirá al trabajador un nuevo Comprobante de Afiliación-Vigencia.

En caso de que el trabajador extravíe la SEC-07, el patrón está obligado a expedirle copia del original del comprobante SEC-06, correspondiente al número de folio extraviado.

Bimestralmente, los patrones deberán anotar en el recuadro de resumen bimestral, de los Comprobantes de Afiliación-Vigencia forma SEC-06, en original y copia, los datos de bimestre, año, días de salario, total de salarios pagados al trabajador en el bimestre y firma del patrón o representante legal y presentarlos al Instituto a más



tardar el día 15 del mes siguiente al del bimestre al que corresponda la información.

Los Comprobantes de Afiliación-Vigencia SEC-06, son la base para que el Instituto formule las liquidaciones bimestrales de cuotas obrero patronales, mismas que serán notificadas a los patrones y simultáneamente se actualice la cuenta individual de semanas cotizadas de los trabajadores.



SUBDIRECCION GENERAL
TECNICA

FECHA DE INICIO DE LABORES
O REEXPEDICION

DIA MES AÑO

CLAVE
SUBDELEGACION
O. A. A.

FOLIO

CÓMPROBANTE DE AFILIACION - VIGENCIA

SEC-06

DATOS DEL PATRON

No. DE REGISTRO PATRONAL

NOMBRE, DENOMINACION O RAZON SOCIAL

DOMICILIO

DATOS DEL TRABAJADOR

No. DE AFILIACION

NOMBRE (APELLIDO PATERNO, MATERNO, NOMBRE-S)

DATOS DE LA OBRA

No. DE REGISTRO

UBICACION

RESUMEN BIMESTRAL

| BIMESTRE | AÑO | DIAS DE SALARIO |
|----------|-----|-----------------|
| | | |

PERCEPCIONES BASE DE COTIZACION (PESOS)

FIRMA DEL PATRON O REPRESENTANTE

COPIA PARA EL PATRON

CIFRA DE CONTROL



COMPROBANTE DE AFILIACION - VIGENCIA

FECHA DE INICIO DE LABORES
O REEXPEDICION

____ DIA
____ MES
____ AÑO

CLAVE
SUBDELEG.
O A.A.



FOLIO

DATOS DEL PATRON

No. DE REGISTRO PATRONAL _____
NOMBRE DENOMINACION O RAZON SOCIAL _____
DOMICILIO _____

DATOS DE LA OBRA

No. DE REGISTRO _____
UBICACION _____

DATOS DEL TRABAJADOR

No. DE AFILIACION _____
NOMBRE (APELLIDO PATERNO, MATERNO, NOMBRE -S) _____

FIRMA O HOJILLA DIGITAL _____

NOTAS IMPORTANTES PARA EL TRABAJADOR

- Solicite que su patron le entregue su constancia se-
manal o quincenal de pago.
- Se leendra derecho a los servicios medicos por un periodo
de 15 dias contados a partir de la fecha de inicio de labores
o reexpedicion de este comprobante. Posteriormente
durante los 15 dias siguientes al ultimo dia de la
ultima semana o quincena en que laboró el trabajador
- En caso de que el Instituto lo incapacite por enferme-
dad, presente las constancias de pago de los últimos
4 meses para que se pueda determinar el pago del
subsidio que le corresponda.
- Conserve en buen estado este Documento y muéstrello
al solicitar cualquier servicio al IMSS.

FIRMA DEL PATRON O REPRESENTANTE

- COMPROBANTE PARA EL TRABAJADOR -

Constancia de Pago

Además de expedir el patrón los Comprobantes de Afiliación-Vigencia, deberá proporcionar a cada uno de sus trabajadores una constancia de pago semanal, quincenal o correspondiente a cualquier otro periodo que se utilice, sin que en ningún caso pueda excederse de los plazos establecidos en el artículo 88 de la Ley Federal del Trabajo.

Esta constancia debe contener los siguientes datos:

- Nombre, denominación o razón social del patrón y número de registro patronal.
- Nombre y número de afiliación del trabajador en el IMSS.
- Número de días de salario devengado.
- Importe de los salarios pagados.
- Fecha que comprende el periodo de pago.
- Firma del patrón o de su representante legal.

En el importe de los salarios cubiertos, deberán considerarse siempre las partes proporcionales del sexto y séptimo días o en su caso, únicamente las de éste último, e integrarlo de acuerdo a lo dispuesto en la Ley.

Esta constancia deberá expedirse en papelería impresa por el patrón, debiendo contener como mínimo los datos que se muestran en el modelo siguiente:

| CONSTANCIA DE PAGO | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|-----|-----|---------|-----------------|--|---------------------------------|--------------------|-----------------|--|
| DATOS DEL PATRÓN | | | | | | | No DE REG PATRONAL | | |
| Nombre, Denominación o Razón Social | | | | | | | | | |
| DATOS DEL TRABAJADOR | | | | | | | No DE AFILIACION | | |
| Apellido Paterno | | | Materno | | | Nombre ISI | | | |
| PERIODO | | AÑO | | DIAS DE SALARIO | | PERCEPCIONES BASE DE COTIZACION | | PERCEPCION NETA | |
| DEL | AL | | | | | | | | |
| DIA | MES | DIA | MES | | | | | | |
| | | | | | | .00 | | .00 | |

En caso de extravío por parte del trabajador de la constancia de pago, el patrón está obligado a reponerla entregando copia de la misma o cualquier otra constancia al efecto, cuando esto ocurra dentro de los 15 días siguientes a su expedición.

Para facilitar la operación de este sistema y previa autorización del Instituto, los patrones podrán utilizar medios magnéticos y equipos de cómputo para entregar la información relativa a los trabajadores contratados, así como expedir las constancias de pago, los Comprobantes de Afiliación-Vigencia y la emisión del pago de cuotas obrero-patronales. Para ello, los patrones deberán solicitarlo por escrito en los Servicios de Afiliación-Vigencia de Derechos.

Los patrones que utilicen medios magnéticos, quedan exceptuados de la obligación de firmar individualmente los documentos producidos por estos equipos.



Subcontratación de Trabajos

Los patrones deberán dar aviso al Instituto cuando subcontraten partes de la obra, en un plazo no mayor de cinco días de celebrada la subcontratación, presentando para ello, el Aviso de Subcontratación, forma SEC-02 A.

El Instituto reconoce como subcontratistas a las personas físicas o morales que se encuentran debidamente registradas y establecidas como tales en los términos de los ordenamientos fiscales y del trabajo.

Los subcontratistas también están obligados a registrarse como patrones y registrar la fase o fases de la obra a realizar, para lo cual deberán requisitar y presentar al Instituto, dentro de los cinco días hábiles siguientes a la fecha de inicio de los trabajos subcontratados, el Aviso de Registro de Subcontratista forma SEC-02 B.

Este aviso sólo deberá presentarse por los subcontratistas que empleen personal a obra o tiempo determinado, para realizar la fase o fases subcontratadas.

Al presentar el Aviso de Registro de Subcontratista, se deberá manifestar el número probable de trabajadores que se emplearán, por ca-



SUBDIRECCION GENERAL TECNICA

SEC-02 A

AVISO DE SUBCONTRATACION DE OBRA

| | | | |
|--|--|------------------------------|---------------------|
| ORDEN DE VISITA | | CLAVE SUBDELES. | |
| NOMBRE, DENOMINACION O RAZON SOCIAL | | REGISTRO PATRONAL | OS. VER. |
| UBICACION DE LA OBRA | | REGISTRO DE OBRA | |
| CALLE | NUM. EXT. | NUM. INT. | |
| COLONIA O POBLACION | MUNICIPIO O DELEGACION POLITICA | | |
| ENTIDAD | CODIGO POSTAL | | |
| FASE DE LA OBRA SUBCONTRATADA | | | |
| COSTO DE LOS TRABAJOS SUBCONTRATADOS | | FECHA DE INICIO | TERMINO |
| (Miles de Pesos) | | DIA MES AÑO | DIA MES AÑO |
| NOMBRE O RAZON SOCIAL DEL SUBCONTRATISTA | | REGISTRO PATRONAL | OS. VER. |
| EXCLUSIVO IMSS | | REG. PATRONAL OTRA MODALIDAD | OS. VER. |
| DOMICILIO LEGAL DEL SUBCONTRATISTA | | | |
| CALLE | NUM. EXT. | NUM. INT. | COLONIA O POBLACION |
| MUNICIPIO O DELEGACION POLITICA | | ENTIDAD | |
| LUGAR Y FECHA | FIRMA DEL PATRON O REPRESENTANTE LEGAL | | |

28



SUBDIRECCION GENERAL TECNICA

AVISO DE REGISTRO DE SUBCONTRATISTA

SEC-02 B

| | | | | | |
|-------------------------------------|---------------------------------|---|----------|-----------------|--|
| ORDEN DE VISITA | | CLAVE ARGUMENTO | | CLAVE SUBDELES. | |
| NOMBRE, DENOMINACION O RAZON SOCIAL | | REGISTRO PATRONAL | OS. VER. | | |
| EXCLUSIVO IMSS | | REGISTRO DE OBRA DEL SUBCONTRATISTA | | | |
| DOMICILIO LEGAL | | CANTIDAD DE COMPROBANTES ENTREGADOS | | | |
| CALLE | NUM. EXT. | NUM. INT. | | | |
| COLONIA O POBLACION | MUNICIPIO O DELEGACION POLITICA | | | | |
| ENTIDAD | CODIGO POSTAL | | | | |
| DATOS DE LA OBRA | | FOLIOS | | | |
| UBICACION: | | DEL _____ | | | |
| CALLE | NUM. EXT. | NUM. INT. | AL _____ | Y | |
| MUNICIPIO O DELEGACION POLITICA | | DEL _____ | | | |
| ENTIDAD | | AL _____ | | | |
| COSTO DE MANO DE OBRA | | RECIBI: | | | |
| (Miles de Pesos) | | NOMBRE _____ | | | |
| FECHA DE INICIO | DIA | MES | AÑO | FIRMA _____ | |
| DURACION PROBABLE EN MESES | | DOCUMENTACION CON PROBATORIA | | | |
| TOTAL DE COMPROBANTES SOLICITADOS | | OBRA | | | |
| TOTAL JORNADAS A UTILIZAR | | PUBLICA <input type="checkbox"/> CONTRATO <input type="checkbox"/> | | | |
| REGISTRO DE OBRA DEL CONTRATISTA | | PRIVADA <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> | | | |
| FASE DE LA OBRA SUBCONTRATADA | | COSTO TOTAL DE LA FASE | | | |
| LUGAR Y FECHA | FIRMA DEL SUBCONTRATISTA | | | | |
| (Miles de Pesos) | | | | | |

29

ta uno de los bimestres que se estime duren los trabajos.

Con esta información, el IMSS proporcionará los Comprobantes de Afiliación-Vigencia necesarios, en un plazo de cinco días hábiles a partir de la fecha de recepción del aviso.



Incidencias de Obra

Los patrones deberán reportar al Instituto, las incidencias que se presenten en la obra, con motivo de cancelación, suspensión, terminación o reanudación, en un plazo de cinco días a partir de la fecha en que ocurran, mediante el Aviso de Incidencia de Obra, forma SEC-03.

En los tres primeros casos, los patrones deberán devolver, en el momento de presentar el aviso, los Comprobantes de Afiliación-Vigencia que no fueron utilizados en todos sus tantos, así como aquellos que se inutilizaron por errores en la transcripción de datos.

En caso de que en el momento de reportar al Instituto la incidencia que se presente en la obra, el patrón no presente los Comprobantes de Afiliación-Vigencia u otra documentación, el Instituto recibirá el aviso y otorgará un plazo de 15 días para que los presente.

AVISO DE INCIDENCIA DE OBRA

| | | | | | |
|---|--|--|--|------------------|--|
| NOMBRE, DENOMINACION O RAZON SOCIAL | | ORDEN DE VENTA | | CLAVE SUBDELES. | |
| UBICACION DE LA OBRA | | FECHA | | DIA MES AÑO | |
| CALLE | | NUM. EXT. | | NUM. INT. | |
| COLONIA O POBLACION | | MUNICIPIO O DELEGACION POLITICA | | ESTADO | |
| COSTO REAL | | SUPERFICIE REALMENTE CONSTRUIDA | | M ² | |
| I INCIDENCIAS 1 Y 3 | | II INCIDENCIA 4 Y 5 | | III INCIDENCIA 4 | |
| TOTAL DE COMPROBANTES SOLICITADOS | | FECHA PROBABLE DE TERMINACION | | DIA MES AÑO | |
| IV CANCELACION DE FOLIOS INCIDENCIA 1, 2, 3 Y 6 | | DURACION PROBABLE EN MESES | | REGULARIZACION | |
| CANTIDAD | | FOLIOS DISCONTINUOS | | REGULARIZACION | |
| DEL | | AL | | DEL | |
| AL | | AL | | DEL | |
| DEL | | AL | | DEL | |
| AL | | AL | | DEL | |
| LUGAR Y FECHA | | FIRMA DEL PATRON O REPRESENTANTE LEGAL | | | |
| | | FIRMA | | | |
| | | NOTA | | | |
| | | FOLIOS | | | |
| | | DEL | | | |
| | | AL | | | |
| | | DEL | | | |
| | | AL | | | |
| | | RECIBI | | | |
| | | CANTIDAD DE COMPROBANTES ENTREGADOS | | | |
| | | EXCLUSIVO IMSS | | | |
| | | FECHA DE INCIDENCIA | | | |
| | | DIA MES AÑO | | | |
| | | I CANCELACION (OBRA) | | | |
| | | <input type="checkbox"/> | | | |
| | | II SUSPENSION | | | |
| | | <input type="checkbox"/> | | | |
| | | III TERMINACION | | | |
| | | <input type="checkbox"/> | | | |
| | | IV REANUDACION | | | |
| | | <input type="checkbox"/> | | | |
| | | V DOTACION FOLIOS | | | |
| | | <input type="checkbox"/> | | | |
| | | VI CANCELACION FOLIOS | | | |
| | | <input type="checkbox"/> | | | |
| | | REGISTRO DE OBRA | | | |
| | | INCIDENCIA DE LA OBRA | | | |

Emisión de Liquidaciones y Pago de Cuotas

Como resultado de la información reportada en los Comprobantes de Afiliación-Vigencia, SEC-06 presentados por el patrón, el Instituto producirá bimestralmente la liquidación de cuotas obrero-patronales, forma TEEC-20, misma que será notificada en el domicilio legal del patrón, en la última semana de los meses de abril, junio, agosto, octubre, diciembre y febrero del siguiente año, para los bimestres 1° al 6° respectivamente.

El plazo para que se pague la liquidación en forma oportuna, será dentro de los primeros 15 días de los meses de mayo, julio, septiembre, noviembre, y enero y marzo del siguiente año, para los bimestres 1° al 6° respectivamente.

Cuando la presentación de los Comprobantes de Afiliación-Vigencia SEC-06 sea extemporánea, el patrón requisitará directamente la Cédula de Liquidación de Cuotas Obrero-Patronales, forma TEEC-30, la cual también proporcionará el IMSS gratuitamente, a efecto de que pueda realizar el pago inmediato de los bimestres vencidos.

En los casos en que la Liquidación de Cuotas Obrero-Patronales, forma TEEC-20 no sea notificada al patrón de manera oportuna, deberá efectuar su pago mediante la utilización de la forma TEEC-30.

Es importante señalar que si el patrón, al revisar la liquidación notificada por el IMSS, observa que no contiene la totalidad de los asegurados que reportó en los Comprobantes SEC-06 o ésta incluye trabajadores que no le hubieran prestado sus servicios, podrá ajustarla, consignando el número de folio, el de afiliación y nombre del trabajador, los días de salario y la percepción bimestral base de cotización, utilizando para estos dos últimos datos, las columnas donde aparece señalado, aumento o deducción, según sea el caso, siendo necesario que determine las cuotas por cada uno de los cuatro ramos de seguro, aplicando al total de las percepciones anotadas, los factores de cuotas que establece la Ley del Seguro Social, aumentando o disminuyendo las cantidades obtenidas, al importe original de la liquidación en los cuatro ramos.

Tratándose de asegurados con certificados de incapacidad, no será procedente efectuar ajustes de disminución de la liquidación por este concepto, en virtud de que los días que se reportan en los Comprobantes SEC-06, son exclusivamente los días de salario, sin incluir los días amparados con estos certificados.

Entero Provisional a Cuenta de Cuotas Obrero Patronales

El patrón podrá calcular el monto de su entero provisional, sobre el 50 por ciento del pago efectuado en el bimestre inmediato anterior o sobre el importe de los salarios cubiertos a los trabajadores, durante las primeras cuatro semanas del bimestre al que corresponda el entero. Una vez que el patrón elija una de las opciones para el pago del entero, no podrá variarla durante la ejecución de la obra.

El periodo para efectuar oportunamente el pago del entero provisional, comprende los primeros 15 días de los meses de abril, junio, agosto, octubre, diciembre y febrero del siguiente año, para los bimestres 1o. al 6o. respectivamente.

La fecha de inicio de la obra o la de reanudación por suspensión mayor a un bimestre, se considerará como inicio de actividades, por lo que el pago del entero provisional se diferirá hasta el periodo de pago del bimestre siguiente.

Para este efecto, el patrón deberá utilizar la forma Entero Provisional a Cuenta de Cuotas Obrero Patronales TE-SO-02, que le proporcionará el Instituto. Es importante que se anote, además de los da-

tos requeridos, el número de registro de obra, en el recuadro destinado para este fin, en el segundo renglón, después de bimestre y año.

Emisión Extemporánea de Liquidaciones

En caso de que el patrón presente los Comprobantes de Afiliación-Vigencia, SEC-06 fuera del plazo oportuno, el IMSS emitirá la liquidación de cuotas obrero patronales, forma TEEC-20, que le será notificada una vez vencido el plazo para pago oportuno, por lo que será necesario que antes de efectuar el pago, acuda a los Servicios de Tesorería más cercanos a su domicilio, para que le calculen los recargos moratorios correspondientes y efectúe, en su caso, las aclaraciones pertinentes.

Regularización de Obra Registrada Extemporáneamente

Cuando el patrón registre su obra extemporáneamente y tenga uno o más bimestres vencidos, podrá acudir a los Servicios de Tesorería con las copias de los Comprobantes, forma SEC-06 a fin de que se le oriente para que formule su liquidación y previo cálculo de los recargos moratorios, efectúe el pago de las cuotas.


Emisión por Omisión

En caso de que el patrón omita presentar los Comprobantes SEC-06, el Instituto le requerirá para que en un plazo de 15 días hábiles, presente la documentación necesaria para determinar el monto de las obligaciones incumplidas.


De no presentarlos, el IMSS procederá a estimar las cuotas omitidas, con fundamento en el artículo 18 del Reglamento del Seguro Social Obligatorio para Trabajadores de la Industria de la Construcción por Obra o Tiempo Determinado.

Periodos de Aclaración

El plazo con que cuenta el patrón para efectuar aclaraciones, una vez vencido el de pago oportuno, será de acuerdo a lo siguiente:


| | | | | | |
|---|---|--|---|--|--|
|  TESORERIA GENERAL | CEDULA PARA LIQUIDACION DE CUOTAS OBRERO-PATRONALES TRABAJADORES DE LA CONSTRUCCION POR OBRA O TIEMPO DETERMINADO | BIV ABO | CLASE DE BIVESTRO | PARA MARCAR CON LA MANERA REENTRINCADA | |
| | DELEGACION | SUBSECTORES O AGENCIAS | | | |
| Nombre o Razón Social | | Registro Patronal | Registro de Obra | | |
| Domicilio Legal | | Ubicación de la Obra | | | |
| Comprobantes de Afiliación - Vigencia (sec-06) Presentados en el I.M.S.S. | | | | | |
| FOLIO | PERCEPCION | FOLIO | PERCEPCION | FOLIO | PERCEPCION |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| TOTAL DE PERCEPCIONES BIMESTRALES BASE DE COTIZACION | | | | | |
| DISTRIBUCION POR RAMO DE SEGURO | ENFERMEDADES Y MATERNIDAD 7.5% | INVALIDEZ, VEJECIL, CESANTIA Y JUVENTUD 9.5% | RIESGOS DE TRABAJO IMPORTE 1/1000 PRIMA | GUARDERIAS 1% | TOTAL |
| MENOS DEDUCCION POR ENTERO PROVISIONAL LIQUIDADO EL DIA | | | EN | POR | |
| NETO A PAGAR | | | | | |
| ESTE DOCUMENTO SOLO COMPROBATA PAGO DE CUOTAS DEL BIMESTRE A QUE SE REFIERE Y SU IMPORTE DE RECEBIR A RECEPION DE LOS REGALADOS DE LA RETENCION QUE REALIZARA EL INSTITUTO, CONSIDERANDOSE SOLO PARA EFECTOS DE AGLARACION EN EL PAGO Y POR LO TANTO NO LIBERA AL PATRON DE LA OBLIGACION DE PRESENTAR LOS COMPROBANTES DE AFILIACION - VIGENCIA, EN LOS PLAZOS Y TERMINOS DEL REGLAMENTO DEL SEGURO SOCIAL, OBLIGATORIO PARA LOS TRABAJADORES DE LA CONSTRUCCION POR OBRA O TIEMPO DETERMINADO | | | FIRMA DEL PATRON O SU REPRESENTANTE LEGAL | | EL SELLO DEL BANCO O CAJERO RECAUDADOR DEBERA IR AL REVERSO. |

38

| | | | | | | | |
|--|--|----------|-------------|------------------------------|-----------|-----|----------|
|  TESORERIA GENERAL | ENTERO PROVISIONAL A CUENTA DE CUOTAS OBRERO-PATRONALES | | | | | | |
| | NOMBRE | | | | DOMICILIO | | |
| REGISTRO PATRONAL | DELEG. | SUB O.A. | Z.P. o MUN. | SECTOR | BIMESTRE | AÑO | T. DOCTO |
| LOCALIDAD | | | | | IMPORTE | | |
| NOTIFICACION | | | | | | | |
| RECIBIO : NOMBRE | | | | FECHA : | | | |
| CARGO o REPRESENTACION : | | | | | | | |
| DOMICILIO : | | | | | | | |
| RECIBIO NOTIFICACION : FIRMA | | | | NOTIFICADOR : NOMBRE Y FIRMA | | | |
| EL SELLO Y REGISTRO DEBEN IR AL REVERSO | | | | | | | |
| | | | | | | | |

39

TE-SO-02

| | |
|--|---|
| S. E. C. | |
| PERIODO PARA EL PAGO OPORTUNO (C.O.P Y ENTERO PROVISIONAL) | |
|  SUBDIRECCION GENERAL DE FINANZAS TESORERIA GENERAL | SIGUIENTE AÑO 19 29 |
| BIMESTRE COTIZAR | MISMO AÑO 28 38 48 58 68 |
| CONCEPTO ENTERO CUOTAS | ANO MAR ABR MAY JUN JUL AGO SEP OCT NOV DIC ENE FEB MAR ABR |
| 19 | MAR: ● MAY: ○ JUN: ● |
| 29 | JUN: ● JUL: ○ |
| 39 | AGO: ● SEP: ○ |
| 49 | OCT: ● NOV: ○ |
| 59 | DIC: ● ENE: ○ |
| 69 | FEB: ● MAR: ○ |
| ● ENTERO PROVISIONAL ○ CUOTAS OBRERO PATRONALES | |

Constancia de Cumplimiento

El Instituto expedirá, a solicitud del patrón, esta constancia siempre y cuando haya cumplido oportunamente con todas las obligaciones derivadas de la Ley y del Reglamento citado, sin que en ningún caso, la expedición de esta constancia pueda afectar derechos de terceros.

Del Incumplimiento de las Obligaciones

El incumplimiento de las obligaciones patronales, será sancionado en los términos de la Ley y del Reglamento correspondiente, sin perjuicio de que el Instituto exija el pago de las cuotas omitidas, de los recargos que procedan, de los capitales constitutivos y en su caso, de las penas que impongan las autoridades judiciales, cuando se incurra en responsabilidad de carácter penal.



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

CURSOS ABIERTOS

" EDIFICACION "

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992

EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES

ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ

PALACIO DE MINERIA

Las grandes concentraciones urbanas y la dinámica actual en la productividad, ha generado la necesidad de hacer obras cada vez más monumentales, tales como grandes edificios, puentes, puertos, etc.. En este "Primer Curso Internacional de la Construcción" promovido por la UNAM, pretendemos concientizar a los constructores de cimentación profunda de la importancia que tiene la ingeniería de ejecución, o sea la construcción, de nada sirve hacer un buen estudio del subsuelo cuyas recomendaciones recibe el ingeniero estructurista y éste elabore un extraordinario diseño, si en el proceso de ejecución se modifican las condiciones del subsuelo por no contar con el equipo adecuado, por carecer de experiencia o bien por aceptar diseños imposibles de construir.

De lo anterior se desprende que la cimentación profunda se fundamenta en dos tipos de diseño, el geológico y el estructural, de ahí la importancia que tiene la ingeniería de ejecución al tener que preservar los principios de diseño tanto geológica como estructuralmente.

Sabemos que para efectuar eficientemente cualquier obra de construcción se requiere cumplir con varios requisitos, en los que el estudio del subsuelo juega un papel primordial.

Como indicamos anteriormente, el sondeo para el ingeniero constructor de cimentación profunda, tiene un significado diferente al del ingeniero calculista, ya que éste, determina parámetros de estabilidad, mientras que el constructor los busca dinámicos.

En infinidad de proyectos, se presenta el hecho de que el ingeniero de suelos y el estructurista realizan su trabajo sin tomar en consideración los problemas de ejecución, y esto en la cimentación resulta costoso y peligroso, no así en las estructuras que van arriba del nivel del terreno de trabajo, pues como se tiene conocimiento, hay sofisticados y económicos procedimientos de construcción en los que muy pocas veces su uso modifica el diseño sin disminuir la calidad, que es lo que finalmente se busca y a lo que se obliga un buen constructor.

La correcta interpretación de los sondeos nos conduce a:

- Seleccionar el equipo adecuado
- Elegir ó diseñar la herramienta idónea
- Designar en número y capacidad al personal
- Efectuar programas de obra apegados a la realidad, y
- Evaluar un rendimiento.

Supongamos que para hacer un determinado proyecto, el ingeniero especializado en Mecánica de Suelos se aboca a determinar las propiedades mecánicas del suelo en cuestión. Este técnico, utiliza procedimientos especiales a fin de determinar dichas propiedades lo más apegado al estado natural del suelo, o sea, procurando que éste se altere lo menos posible, sin embargo, en la práctica se incurre en tres errores comunes que son:

- a) La reducción de la escala al determinar la dureza mediante el sondeo de penetración estándar (el diámetro del aparato sondeador es mucho menor que el diámetro de un pilote, así como su módulo de elasticidad que en el concreto es 10 veces menor que en el acero, aproximadamente).
- b) Se está dando la solución de un problema estático, a partir de los resultados de un procedimiento dinámico y
- c) La alteración del subsuelo durante el proceso de estudio, que modifica las propiedades mecánicas del mismo, teniendo como resultado una información errónea.

Con estos datos el ingeniero estructurista define su cimentación y si ésta requiere de pilas, pilotes, ataguías, etc., procede a su diseño.

Hasta aquí salvo los incisos a, b y c indicados anteriormente, todo está correcto; el problema empieza en el momento en que el especialista en Mecánica de Suelos y el estructurista se olvidan de que los elementos de (una cimentación profunda, pilas y pilotes), no nacen en el subsuelo y hay que instalarlos lo cual genera serios problemas si no se determina su procedimiento constructivo, pues si éste es inadecuado invalida tanto los estudios del subsuelo, como el diseño de la estructura por cimentar.

No es recomendable dejar al criterio de cada constructor de cimentación profunda el procedimiento constructivo por la razón anteriormente indicada. Esta ligereza suele crear graves problemas de estabilidad de las estructuras y por consiguiente económicos.

Además, debe elegirse al contratista de cimentación profunda capaz de ejecutar un determinado proyecto, ya que no es suficiente contar con el equipo más indispensable para esta tarea, sino que debe tenerse una capacitación técnica para hacer obras seguras y económicas, y sobre todo, saber interpretar los sondeos.

La construcción de una Cimentación Profunda está basada indiscutiblemente entre otros conceptos, en el estudio del subsuelo que nos debe reportar básicamente lo siguiente:

- Elevación del Nivel Freático
- Resistencia a la penetración estándar
- Sucesión estratigráfica y propiedades físico-mecánicas.

Con estos elementos, se determina el grado de dificultad de ejecución, así como el equipo adecuado; si el Director de Obra no da especial atención a este paso, corre con el riesgo de tener que resolver una infinidad de problemas durante el proceso de la construcción de la cimentación profunda, pues hay casos en que se prolonga excesivamente el tiempo de construcción de la cimentación, o bien, otros, en que se debe abandonar la cimentación para modificar radicalmente su proyecto.

Sin pretender dar una cátedra de exploración del suelo, sino más bien con el propósito de aclarar el porqué es necesario que el constructor de cimentaciones profundas cuente con los estudios de referencia, trataremos cada uno de los puntos anteriores, desde el punto de vista del constructor.

ELEVACION DEL NIVEL FREATICO

Este concepto es importante para el cimentador, ya que nos limita la excavación previa para remover cimentaciones antiguas, pues en caso de que éstas se desplanten próximas al nivel freático, deberá reponerse la superficie rodante con material de préstamo, el cual es aconsejable que quede a unos 50 cm. arriba de la cota del mencionado nivel freático; así mismo, este dato nos permite definir la red de drenado si la obra se lleva a cabo en tiempo de lluvias y por último, la factibilidad de ademar perforaciones con lodo bentonítico sin necesidad de tubos brocal.

RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR

Sabemos que el sondeo de penetración estándar nos determina

mediante el número de golpes para penetrar una longitud conocida, la dureza del suelo. Los cimentadores sabemos que el sondeo de penetración estándar no es otra cosa que el hincado de un pilote a escala reducida y que por este hecho, basado en su experiencia, va a determinar el grado de dificultad que tendrá el instalar los elementos de la cimentación profunda.

Existen otros procedimientos cuyo resultado en lugar de darse en número de golpes, se dan en kg/cm². La discusión de estos sistemas entre los consultores de suelos es muy basta y su aplicación depende de muchos aspectos, sin embargo, en nuestro medio constructivo nos hemos delineado a tomar el sondeo de penetración estándar, el cual usualmente se reporta en 8 columnas que contienen los siguientes datos: (fig. 1).

- 1.- La primera columna acusa la profundidad a la que se llevó el sondeo, acotando las profundidades al cambiar los estratos.
- 2.- La segunda describe la conformación de los estratos.
- 3.- La tercera indica mediante símbolos, los porcentajes del material que conforman los estratos, por ejemplo un estrato limoarenoso con un contenido de limo de 80 % y de 20 % de arena, se representa en la forma siguiente:

Los estratos que contienen varios materiales, se denominan con el nombre del material cuyo porcentaje es el mayor, mencionado en seguida los de menor, por eso, en el ejemplo anterior nombramos al estrato limoarenoso, ya que hay más limo que arena.

- 4.- La cuarta columna se usa para clasificar el tipo de suelo, siguiendo el criterio de campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), teniéndose las siguientes clasificaciones:

SUELOS FINOS

| | |
|-----------|--|
| LIMOS | MH - Limo inorgánico de alta plasticidad |
| | ML - Limo inorgánico de baja plasticidad |
| ARCILLAS | CH - Arcilla de alta plasticidad |
| | CL - Arcilla de baja plasticidad |
| ORGANICOS | OL - Suelo vegetal de baja plasticidad |
| | OH - Suelo vegetal de alta plasticidad |

REGISTRO TIPO DE ESTADIGRAFIA Y PROPIEDADES

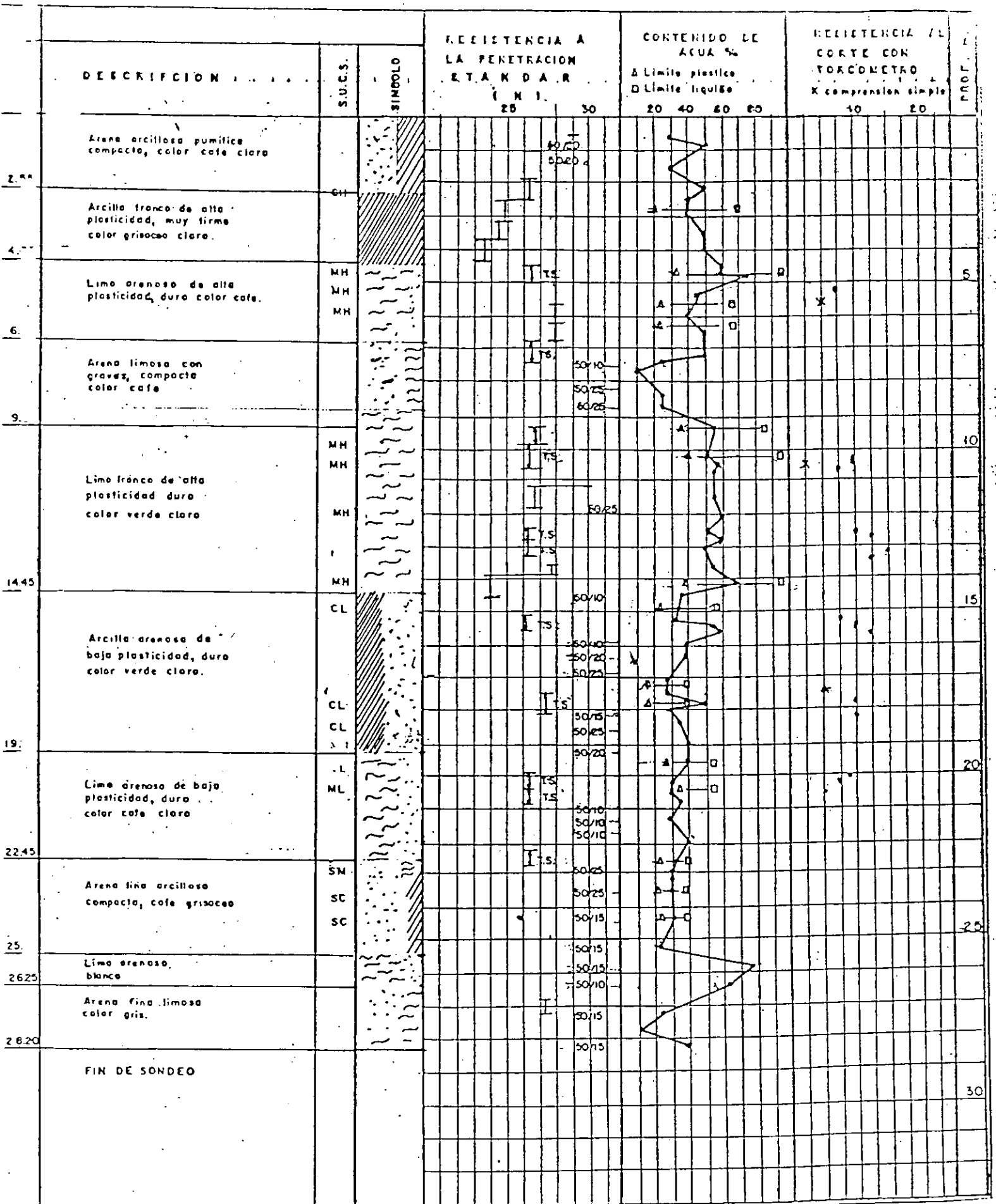


FIG 1

SUELOS GRANULARES

| | |
|--------|---------------------------------|
| ARENAS | SW - Arena bien graduada |
| | SM - Arena médicamente graduada |
| | SP - Arena mal graduada |
| GRAVAS | GW - Grava bien graduada |
| | GM - Grava médicamente graduada |
| | GP - Grava mal graduada |

5.- La quinta, numera las muestras.

6.- La sexta, acusa la resistencia a la penetración en número de golpes; para dar una idea de la dureza del suelo. A partir de estos datos se tiene lo siguiente:

SUELOS NO COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARENA

| <u>Número de golpes</u> N | <u>Compacidad</u> |
|------------------------------|-------------------|
| De 0 a 4 | Muy suelta |
| De 4 a 10 | Suelta |
| De 10 a 30 | Medio compacta |
| De 30 a 50 | Compacta |
| De 50 en adelante | Muy compacta |

SUELOS COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARCILLA

| <u>Número de Golpes</u> | <u>Resistencia a Compresión no Confinada en Kg/cm²</u> | <u>Consistencia</u> |
|-------------------------|---|---------------------|
| De 0 a 2 | De 0.00 a 0.25 | Muy blando |
| De 2 a 4 | De 0.25 a 0.50 | Blando |
| De 4 a 8 | De 0.50 a 1.00 | Firme |
| De 8 a 15 | De 1.00 a 2.00 | Resistente |
| De 15 a 30 | De 2.00 a 4.00 | Muy resistente |
| De 30 en adelante | De 4.00 en adelante | Duro |

En la tabla anterior, hemos representado con "q" a la compresión no confinada y por experiencia, se ha visto que $q = N/8$

aproximadamente, sin embargo, seguramente los especialistas en Mecánica de Suelos se pondrán a "temblar" al ver esta correlación, pero ha sido producto de experiencias que solamente tienden a orientar al piloteador para la selección de su equipo de trabajo y que la experiencia de cada cimentador es la que define este concepto.

A partir del sondeo de penetración estándar entre otros aspectos, se ve la necesidad en un proyecto de efectuar perforaciones previas, el uso de seguidores, capacidad del martinete, el uso de ademe, etc.

- 7.- En la séptima columna, se indica el contenido natural de agua en porcentaje, así como los límites líquido y plástico e índice de plasticidad. Quizá estos datos, suelen ser los más importantes para determinar el procedimiento constructivo de la Cimentación Profunda.

Por ejemplo, del contenido de agua, si éste es alto en terrenos arcillosos de (300 a 400%), nos limitará la posibilidad de colar elementos "in situ", ya que el suelo no podrá trabajar como "cimbra" debido a que el empuje del concreto hará elementos de cimentación profunda defectuosos y el concreto se contaminará. esto obligará a poner otro tipo de cimentación o al uso de ademe perdido.

El índice de plasticidad, nos permite dosificar los porcentajes de bentonita en los suelos areno-limosos o areno-arcillosos, pues entre menor es el índice de plasticidad, más inestables serán las perforaciones y por consiguiente deberán utilizarse procedimientos especiales para lograr estabilizarlas.

Combinando los datos de la resistencia a la penetración estándar con los límites de Atterberg y la localización del manto freático, se define la factibilidad de la hechura de campanas en pilas que trabajarán con grandes cargas, así como la selección del tipo de ademe para el "fuste".

Todas estas razones expuestas, quizá puedan servir como punto de partida a nuestros técnicos en la materia, para poder elaborar la ingeniería de ejecución en la obras de cimentación profunda, que tanta falta nos hace.

Tan pronto se logre este objetivo, se eliminará entre otras, la idea equivocada de algunos supervisores, que hacen que las compañías cimentadoras transporten costosos equipos para ejecutar este

tipo de cimentaciones y después de todo esto, pretenden pagar la longitud hincada de un pilote independientemente de la longitud maniobrada, como si el constructor tuviera la culpa de los errores u omisiones del proyecto. Así mismo, algunos consultores indican que las perforaciones se hagan inscritas en la sección rectangular del pilote, por lo que en suelos no cohesivos se taponan dejando "colgados" a esos pilotes, o sea sin alcanzar la cota de apoyo y en caso de que el suelo sea cohesivo, se presenta el efecto de émbolo con lo que el pilote tampoco alcanza su cota de apoyo, o se dificulta excesivamente su hincado.

SUCESION ESTRATIGRAFICA

Para confirmar los resultados del sondeo de penetración estándar, se hace necesario contar con el corte estratigráfico, debido a la heterogeneidad de la formación de los suelos, pues si el sondeo de penetración estándar encuentra en su camino un boleo, fácilmente podría confundirse con un estrato resistente y fundamentar un diseño en un error. Para el piloteador es importante este dato, pues en caso de aparecer boleos, las perforaciones deberán hacerse con equipo y procedimientos muy especiales y la dimensión de la perforación es directamente proporcional al tamaño de la roca por extraer.

En algunos casos, resulta insuficiente el número de sondeos efectuados, ya que es común encontrar discontinuidad en los estratos, lo que suele no detectarse y en consecuencia, tanto el diseño de la cimentación, como su procedimiento constructivo no es posible definir. Para evitar esto, se tiene que ampliar el estudio incrementando el número de sondeos, entre mayor sea la heterogeneidad del subsuelo o mayor el tamaño de la obra.

TIPOS DE CIMENTACION

Son muchos los factores que intervienen para definir el tipo de cimentación más adecuado para una estructura, por lo que nos concretaremos a definir las más comunes que son:

- Compensada
- Piloteada
- Sobre Pilas
- Mixtas

A. CIMENTACION COMPENSADA.

Es aquella cimentación donde se efectúa una excavación tal, que los esfuerzos originales del subsuelo, en el desplante de la cimentación se conservan prácticamente constantes después de construir el inmueble deseado; en este caso, el especialista en Cimentación Profunda interviene haciendo pozos, instalando piezómetros, bombeando el nivel freático e hincado de ataguías. Naturalmente, estos auxiliares de la cimentación dependen de la importancia y de las necesidades de cada proyecto.

B. CIMENTACION PILOTEADA.

Para poder entrar en detalle, diremos que un pilote es un elemento transmisor de carga, generalmente de pequeño diámetro o sección, construido de concreto armado, acero, madera, etc.; cuya instalación se hace a base de energía dinámica (golpe o presión), cuya capacidad de trabajo se determina con las formulas dinámicas, debiéndose verificar mediante pruebas de carga directas.

Cuando la capacidad natural del subsuelo resulta insuficiente para soportar el paso de una estructura, se puede recurrir, al uso de pilotes, los cuales por su forma de trabajo se dividen en:

- Pilotes de Apoyo
- Pilotes de Fricción
- Pilotes Mixtos

B.1. Pilotes de Apoyo

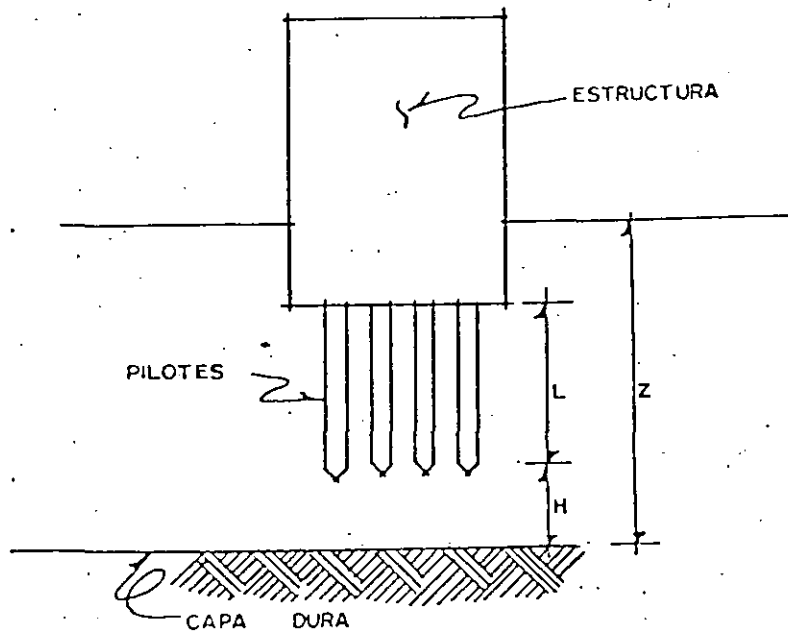
Como su nombre lo indica, son aquellos que se diseñan para transmitir la carga a la capa resistente donde se apoyarán. Generalmente estos pilotes trabajan como columna corta y su máxima capacidad de trabajo a la compresión, se desarrolla en la punta.

Para obtener un buen apoyo en el estrato, se requiere usar martinetes que desarrollen una energía de 0.5 kg-m por cada kilo de pilote para alcanzar su rebote. Por otra parte, para evitar que un pilote se fracture y garantizar la energía de apoyo, deberán hacerse perforaciones previas si el sondeo de penetración estándar acusa capas con más de 20 golpes en arcillas y de 10 en arenas cuyos espesores de éstas, sea mayor de 60 cm (espesor del estrato).

La energía de apoyo del pilote se mide en el campo verificando la penetración de éste cada 10 golpes. A esta operación se le denomina "rebote" y dependiendo del equipo y del pilote, generalmente éste debe ser de 2.54 cm de penetración por cada 10 golpes aplicados (fig. 2).

PILOTES A PRESION

$H = (15 \text{ O } 20)\% L$; EN DONDE L ESTA DADA EN METROS,
POR LO TANTO H TENDRA ESTAS MISMAS
UNIDADES.



L = LONGITUD DE PILOTE TRABAJANDO A FRICCION.

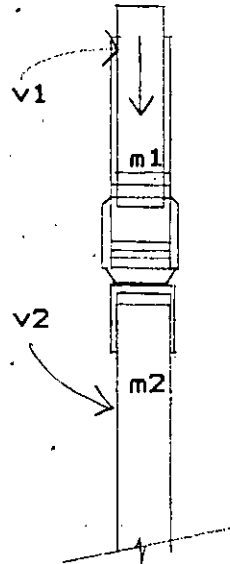
H = COLCHON DE DEFORMACION.

fig. 2

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE, A PARTIR DE UN FENOMENO DINAMICO.

El estudio se basa en la cantidad de movimiento y la energia producida en el sistema antes y despues del choque.

Sistema un instante antes del choque:



- m -> masa del sistema
- v -> velocidad del sistema
- mv -> cantidad de movimiento
- m1 -> masa del piston del martinete
- v1 -> velocidad del piston del martinete
- m2 -> masa del pilote
- v2 -> velocidad del pilote
- h -> altura de caida del piston del martinete

$$mv = m1 v1 + m2 v2$$

$$v (m1 + m2) = m1 v1 + m2 v2$$

$$v = \frac{ (m1 v1 + m2 v2) }{ (m1 + m2) }$$

$$v1 = \sqrt{2gh}$$

$$v2 = 0$$

$$F = ma = mg$$

$$v = \frac{ (F1 \sqrt{2gh}) }{ (F1 + F2) }$$

$$Ec = 1/2 (mv^2)$$

$$Ec = \frac{ 1 }{ 2 } \frac{ (F1 + F2) (F1 \sqrt{2gh})^2 }{ g (F1 + F2)^2 }$$

$$Ec = \frac{ (F1^2 h) }{ (F1 + F2) }$$

F1 = R = peso del pistón del martinete

F2 = Wp = peso del pilote

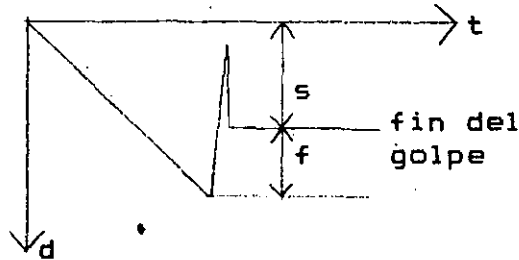
$$E_c = \frac{(R \cdot h)}{(R + W_p)}$$

Sistema un instante después del choque:

$$E_c = E_p$$

La energía cinética antes del choque es igual a la energía potencial después del choque

inicio del golpe



s = deformación permanente del suelo

f = deformación elástica del pilote y del suelo

$$E_p = mgh$$

mg = fuerza requerida para deformar instantáneamente el suelo y el pilote

h = longitud total de deformación instantánea en el golpe

Rs = mg = capacidad de carga

$$s + f = h$$

$$\frac{(R \cdot h)}{(R + W_p)} = R_s (s + f)$$

$$R_s = \frac{(R \cdot h)}{(R + W_p) (s + f)}$$

NOTAS IMPORTANTES:

1. El cálculo se recomienda realizarlo, cuando en una calda de 10 golpes del martinete, el desplazamiento del pilote en el suelo es igual o menor a 2.54 cm.

2. El valor de "s" debe ser medido físicamente en campo.
3. El valor de "f" puede ser medido físicamente en campo, o utilizar los siguientes valores experimentales; donde $c l = f$, siendo "l" la longitud del pilote y "c" la deformación elástica unitaria:

$c = 0.3 \text{ mm/m}$ para pilotes de concreto reforzado

$c = 0.3 \text{ mm/m}$ para pilotes de acero

$c = 0.6 \text{ mm/m}$ para pilotes de madera

4. Para elegir el martinete adecuado, se utiliza la siguiente expresión experimental, la cual se basa en la E_p del pistón del martinete y del pilote:

$$R \text{ hm} = W_p \text{ hp}$$

$\text{hm} = 2.50 \text{ m} = \text{altura de caída del pistón del martinete}$

$\text{hp} = 0.50 \text{ m} = \text{desplazamiento requerido del pilote si no encontrara resistencia, producido por la energía del martinete, para garantizar un apoyo adecuado}$

$$R = \frac{(0.50 \text{ m})(W_p)}{(2.50 \text{ m})}$$

E.2. Pilotes de Fricción

Este tipo de pilotes desarrolla su trabajo por adherencia o fricción de éstos con el suelo que lo rodea; a diferencia del pilote de apoyo, su capacidad de carga en la punta es prácticamente nula. Se recomienda en donde los estratos resistentes se encuentren a profundidades relativamente grandes o donde se tienen problemas de "emersión" por consolidación de los depósitos de arcilla.

Por la problemática del hundimiento constante de varias zonas de la Ciudad de México, se ha decidido utilizar en las construcciones el pilote de fricción, ya que el "colchón" que expreso se deja en la parte inferior de estos pilotes ha funcionado "como un control natural" y se determina generalmente con la fórmula siguiente:

$$H = \frac{\delta}{mv \cdot p}$$

En la que:

- mv= Coeficiente de compresibilidad volumétrica.
- p= Presión que llega a través de todos los pilotes a la profundidad Z.
- δ = Deformación permisible para el buen funcionamiento de la estructura.
- H= Espesor del colchón compresible bajo las puntas de los pilotes.

En la práctica obtenida de la construcción de edificios en el Valle de México, se ha encontrado que el colchón de deformación H es del orden del 10 al 20 % de la longitud del pilote que trabaja por fricción.

En algunas ocasiones el pilote de fricción se utiliza como elemento de anclaje haciéndolo trabajar a la tensión, esto se presenta en la cimentación de las torres de transmisión, o bien en la construcción de algunos pasos a desnivel en donde el nivel freático queda por encima de la zona de rodamiento de los vehículos y en este caso la subpresión se contraresta, entre otros sistemas, por medio de pilotes de fricción.

Como la capacidad de carga de este tipo de pilotes depende de la adherencia de éste con el subsuelo no tiene "rebote" (penetración de los últimos golpes) y se calcula multiplicando el área perimetral del pilote por adherencia; por lo tanto $Q = P.L.a.$, en la que:

Q = Capacidad de carga del pilote
 P = Perímetro
 L = Longitud del pilote
 a = Coeficiente de fricción o adherencia.

En depósitos de arcilla, se ha encontrado que $a = q/2$, siendo "q" la resistencia a compresión simple.

Como dato adicional, los pilotes en las arcillas del Valle de México se calculan con un coeficiente de fricción que va de 1 a 2 ton/m², a excepción de la zona del lago que es de 0.8 ton/m² o menos.

B.3. Pilotes Mixtos

Como su nombre lo indica, el trabajo de estos pilotes es por adherencia y apoyo, se recomiendan en suelos poco comprensibles en donde el estrato de apoyo es de poca potencia (espesor o grueso de la capa).

Juntas.

Cuando los pilotes son de longitudes superiores a 20 m, resulta más económica su instalación usando juntas que garanticen la continuidad de los mismo.

En la práctica se ha encontrado que al efectuar este empate por la cantidad excesivamente de soldadura requerida, el concreto pegado a las placas se sobre calienta, con lo que pierde resistencia y en muchas ocasiones, cuando se reanuda el hincado se desmorona descubriéndose el refuerzo en esta zona.

Para evitar lo anterior, se especifica hacer la soldadura dándole tiempo a las placas para que se enfrien. Esto incrementa los costos debido a que el equipo de pilotaje suspende sus labores a veces hasta 5 horas en cada junta.

Para evitar los inconvenientes indicados anteriormente en este tipo de junta, se han ideado dos procedimientos que son:

La junta de casquillo diseñada por el Ing. Leopoldo Farias, en la que el anclaje de la junta se lleva en la parte interna del casquillo independientemente del armado principal del pilote; esto permite que no existan momentos en las placas de unión, ya que los esfuerzos transmitidos entre tramo y tramo son colineales, debido a que "e" prácticamente es igual a cero (fig. 4).

Con este tipo de junta, un pilote de 50 X 50 cm de sección, puede ser empatado con placas de 1/2" usando casquillo; de otra manera, las placas de unión serían del orden de 1" o más.

El casquillo permite usar cordones de soldadura relativamente delgados en forma continua, sin dañar el concreto y reduciendo los tiempos de equipo inactivo (fig. 3).

Se han ideado infinidad de procedimientos para empatar pilotes (unión de dos tramos), siendo el más común el de junta a base de placa soldada.

Durante el proceso de hincado se presentan esfuerzos de tensión y compresión en el pilote. Por tal motivo, la junta debe estar diseñada para absorber estos esfuerzos; de ahí que este tipo de junta siendo la más usual, resulta antieconómica debido a que el diseño arroja la necesidad de usar placas que van desde 1/2" hasta 2" de espesor, según la sección del pilote.

Otra junta que no tiene los inconvenientes antes mencionados, es la "junta de adherencia" (Diseñada por el Ing. Roberto Avelar) y consiste en proveer a los tramos de pilote por empatar, de un dispositivo hembra y macho, utilizando placas de unión de 3/8" de espesor, suficiente para absorber los esfuerzos de hincado.

En la actualidad, se tienen muchos tipos de acoplamientos entre dos tramos de pilotes de concreto, todos ellos basados en la premisa de permitir axialidad y continuidad de los esfuerzos en el pilote (consultar Manual del Residente de Cimentación Profund).

Colado y manejo de pilotes.-

En una obra de pilotaje, el organizar adecuadamente el cola-

JUNTA CASQUILLO

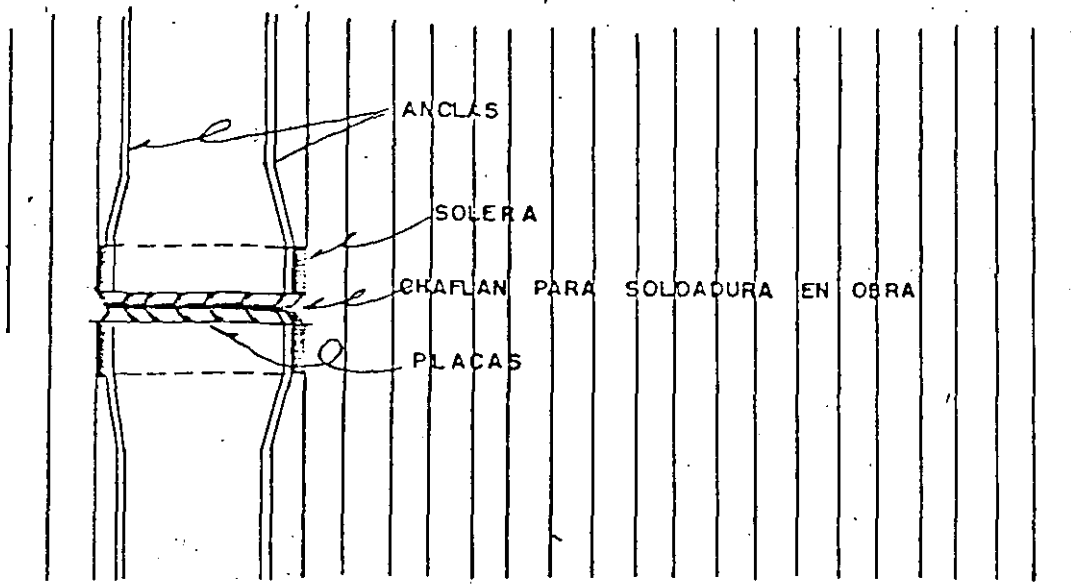


FIG. 3

ESQUEMA DE CALCULO

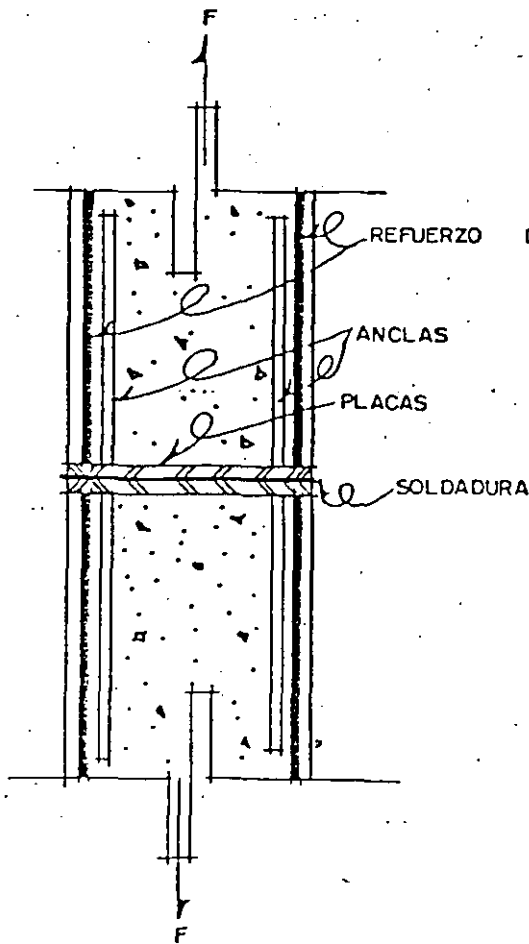
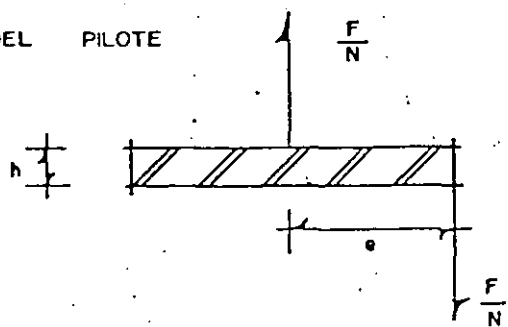


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE



$$f_s = \frac{6M}{bh^2}$$

$$h = \sqrt{\frac{6M}{bf}}$$

$$M = \frac{F}{N} \dots \dots \dots h \text{ ES fleja}$$

POR LO TANTO SI $e \rightarrow 0$, SE TIENE LA SOLUCION MAS ECONOMICA.

FIG. 4

do de pilotes, permite reducir considerablemente problemas muy costosos y en ocasiones peligrosos; los accidentes más comunes se han presentado en su manejo, al romperse las anclas de levante, o bien al desprenderse el concreto durante el hincado a consecuencia de un mal armado o un deficiente vibrado.

Para lograr una buena eficiencia reduciendo riesgos, es recomendable tener presentes los siguientes puntos:

Localizar la o las camas de colado lo más adyacente a la zona de trabajo, procurando no obstruir los puntos de hincado.

dimensionar las camas 50 cm más en ambos sentidos para facilitar el cimbrado (fig. 5 y 6); el ancho deberá ser de tal manera, que la operación del despegue de pilotes se pueda hacer con el equipo programado, pues un exceso en el ancho de las camas, resta capacidad al equipo al tener que bajar el ángulo de inclinación de la pluma (fig 7 y 8).

El peralte de la cama deberá ser no menor de 10 cm para evitar romperla durante el despegue de pilotes. Por otra parte, para facilitar la limpieza y el escurrimiento del agua, deberá dejarse una pendiente longitudinal del 2 %, así como un acabado fino (de preferencia pulido).

Los moldes deberán ser resistentes y sobre todo, que garanticen la geometría de la sección en toda su longitud; las tapas y puntas se harán conforme al diseño.

Después de alinear y fijar los moldes, se les colocará una película de desmoldante o bien de diesel con parafina (200 lts de diesel con 30 kg de parafina).

Los armados se construirán con apego a los planos y se introducirán en los moldes previstos de silletas para dar el recubrimiento que se especifique.

Para utilizar eficientemente el refuerzo longitudinal es necesario hacer el despiece del acero, para ir acomodando las varillas de tal manera de no tener más del 50 % de los traslapes en una sección.

El refuerzo longitudinal debe llegar sin dobleces a los extremos del pilote y sin recubrimiento (fig. 9).

$$(\text{NO. PILOTES} \times 24) + 60 \text{ cm} = A$$

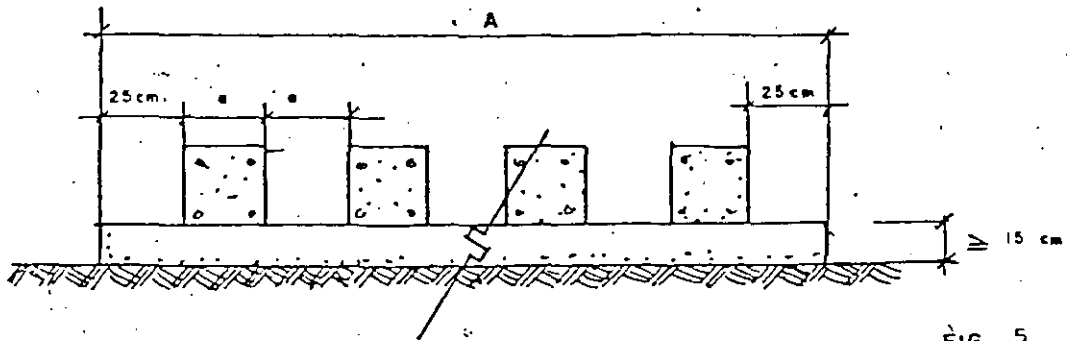


FIG 5

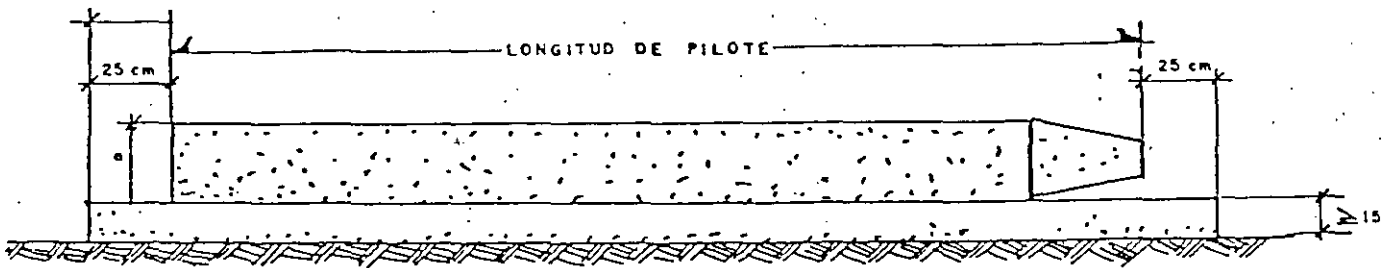


FIG 6

INCORRECTO

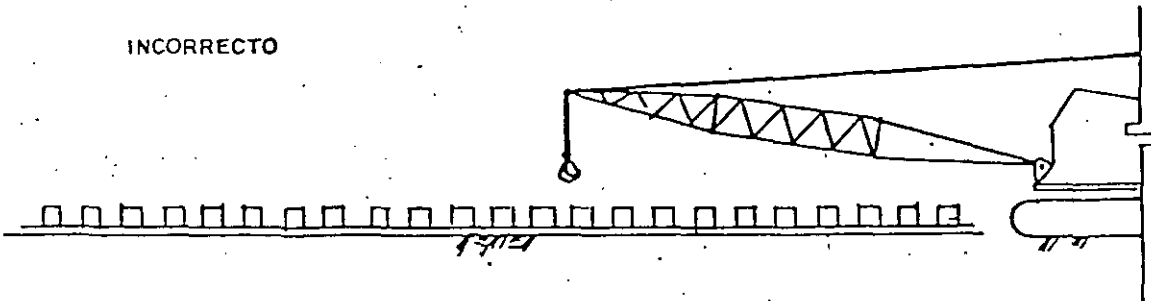


FIG 7

CORRECTO

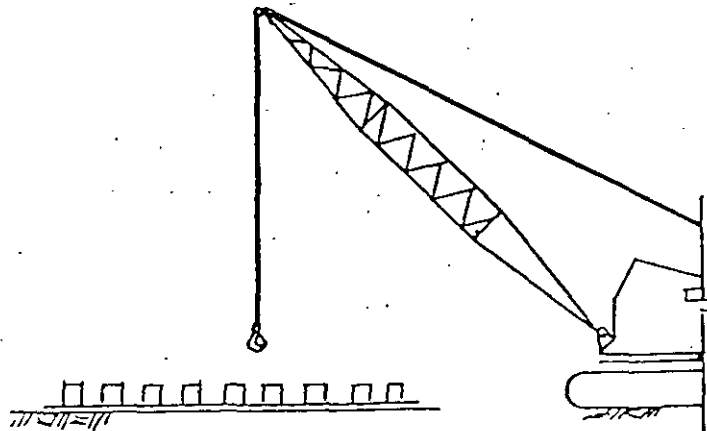
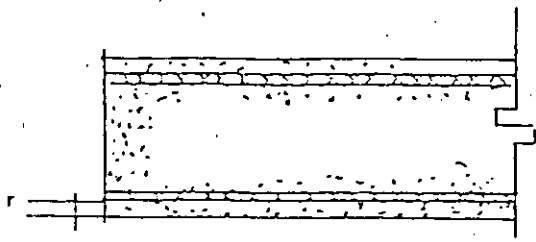
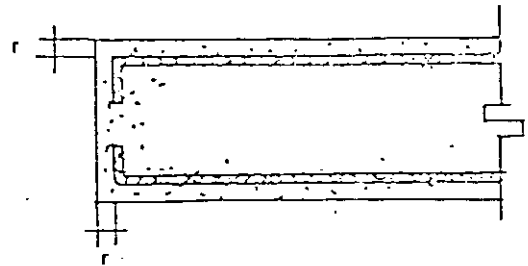


FIG 8

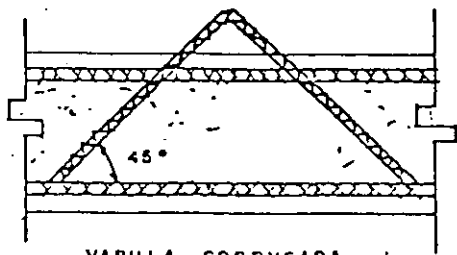


CORRECTO

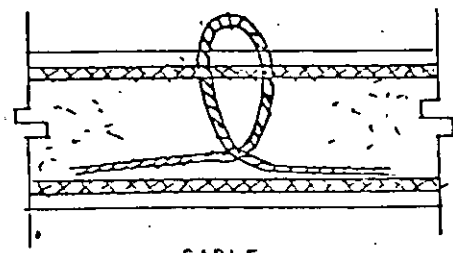


INCORRECTO

FIG 9



VARILLA CORRUGADA



CABLE

FIG. 10

Los recubrimientos en los extremos hacen trabajar al concreto durante el hincado como concreto simple, ocasionando el descabe-se.

El colado debe hacerse en forma continua atacando pilote por pilote. En esta forma, no se corre el riesgo de dejar varios pilotes inconclusos, al fallar el suministro del concreto, etc.

Cuando se fabrican pilotes en dos o más tramos, conviene colarlos en una cama que contengan todos los tramos aliniados, separados entre sí por las placas de unión, marcandolos después de que fragüe en concreto. Esto va a facilitar los trabajos de soldadura durante el empate de tramos.

Despegue.-

El despegue y manejo de pilotes se hace por medio de asas las que se diseñan al cortante, incrementando el peso de pilote en un 25 % por efecto dinámico.

Las asas se hacen de varilla corrugada o cable y se colocan en la forma siguiente: (fig. 10).

No es recomendable repartir la carga en dos asas en un mismo punto, ya que se puede llegar a romper al concentrarse más la carga en una de ellas. Resulta más seguro dimensionar las piezas según su carga.

El despegue de pilotes debe hacerse procurando que el ángulo formado por la vertical con el cable que va del asa hacia la pluma, sea menor a 30° (fig. 11).

Para pilotes muy pesados y largos, se hace buscando la forma intermedia (fig. 12).

Entongue.-

Como generalmente la fabricación de los pilotes se hace con anticipación al hincado, (ya que debe moverse sólo al alcanzar el 80 % de su resistencia y el 100 % para poder ser hincados), se hace necesario almacenarlos en la obra en puntos clave, que reduzcan al máximo posible las maniobras previas al hincado.

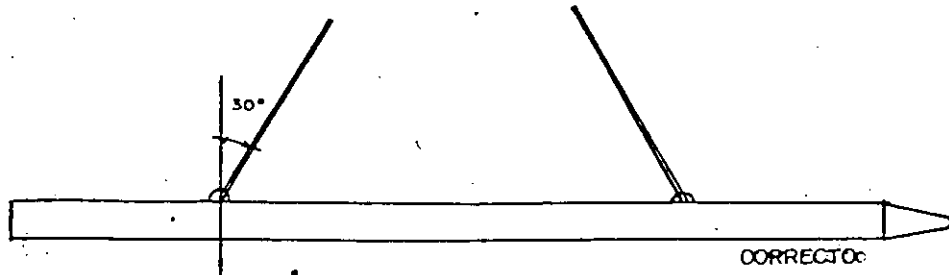
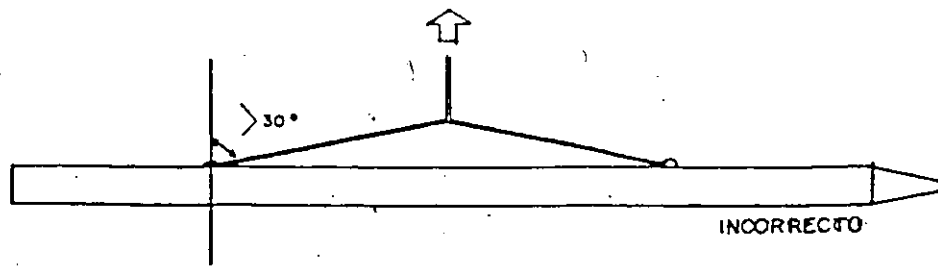


FIG 11

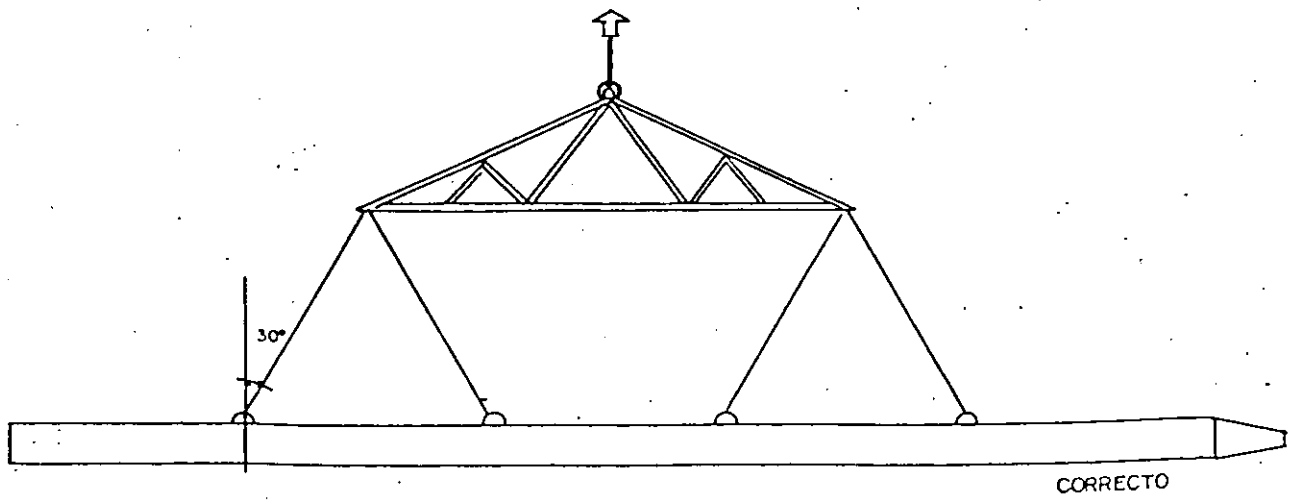
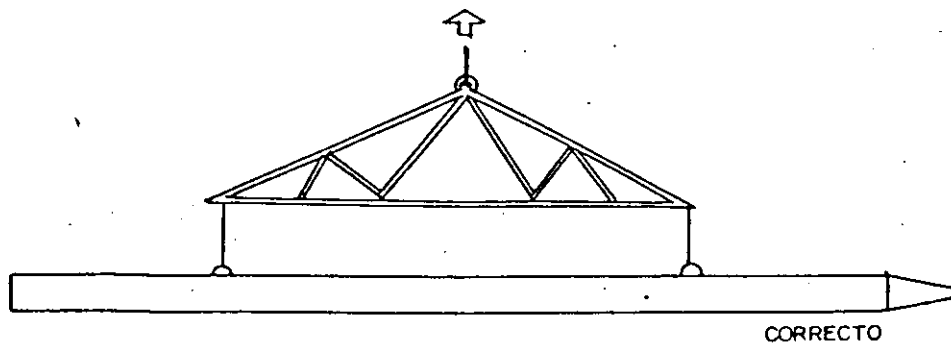


FIG 12

Los pilotes se deben apoyar precisamente en donde se localicen las anclas de izado, debiéndose usar durmientes para los pilotes inferiores que están en contacto con el terreno, por si éste se llegara a hundir. Los pilotes subsecuentes se pueden apoyar sobre polines alineados verticalmente a los durmientes, para que el concreto de los pilotes inferiores trabaje a compresión.

La tonga de pilotes se recomienda que no sea mayor de 5 niveles, esto facilitará tanto su apilamiento como el estrobarlos para su izado; el número de niveles está regido por la dureza del terreno, pues si los durmientes no se hunden, se podrá llegar al quinto nivel. (fig. 13).

Algunos diseñadores han ideado el pilote fusible, el cuál, al usarlo en terrenos compresibles utiliza la fricción negativa para que la punta falle o penetre en el estrato de apoyo. Como más adelante veremos, la instalación de estos pilotes es difícil (fig. 14).

Izado.-

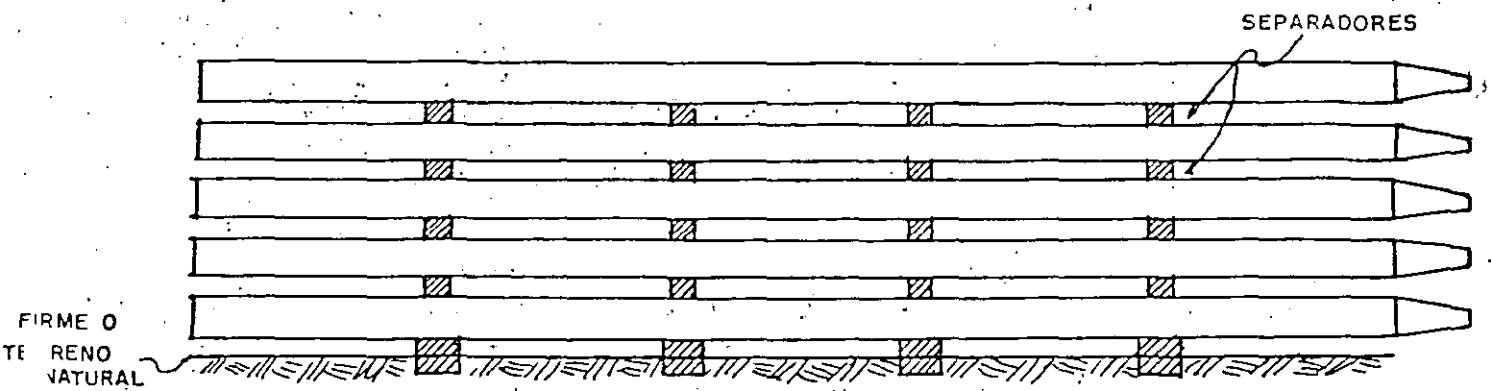
Previamente el izado del pilote, deberá revisarse la sección, estrobando en los puntos donde se igualen los momentos; de otra manera puede llegarse a fisurar bajando su resistencia y calidad.

Las maniobras previas al hincado son las que determinan el tiempo de ejecución y por consiguiente el costo, pues los tiempos de estrobado, acomodo de la máquina e izado del pilote, requieren de mayor tiempo y del auxilio de herramientas especiales. Entre más cuidado se tenga para no maltratar el pilote, el rendimiento por jornada se disminuye, en cambio si se hace en forma descuidada, estas maniobras resultan aparentemente más económicas si no se considera que se pone en peligro tanto la seguridad del equipo como el personal que lo opera, independientemente de la reposición de los pilotes averiados (fig. 15).

C. CIMENTACION SOBRE PILAS:

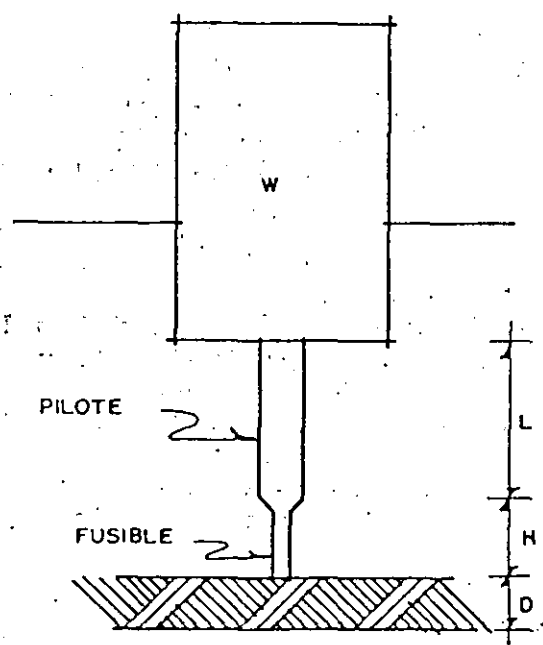
En construcción se requiere con frecuencia transmitir las cargas de una estructura dentro del subsuelo hasta llegar a alguna capa que tenga la capacidad suficiente para resistir dichas cargas.

Esta transmisión se puede lograr mediante "Columnas Enterradas" que ligan la estructura con dichos estratos. Cuando las columnas enterradas se construyen "In Situ", usando como cimbra las paredes de la perforación, estamos hablando de PILAS DE CIMENTACION.



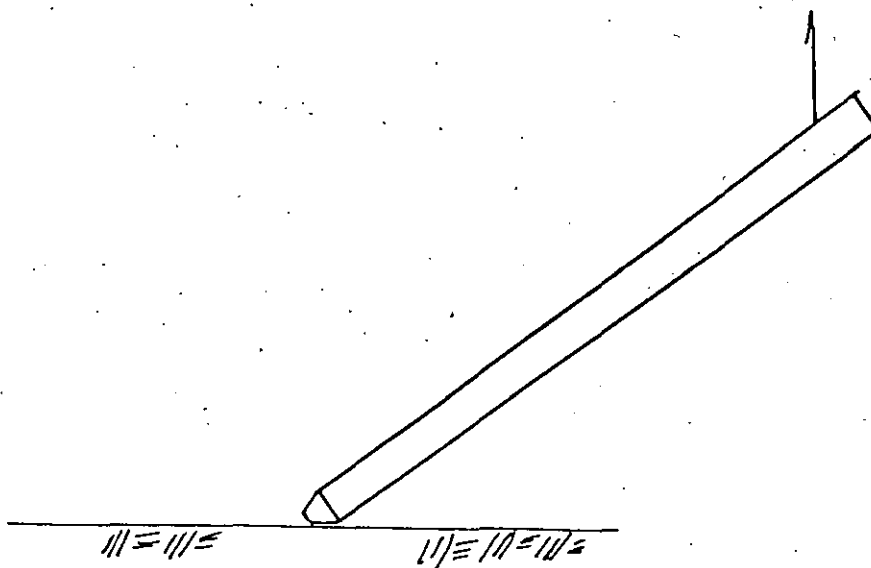
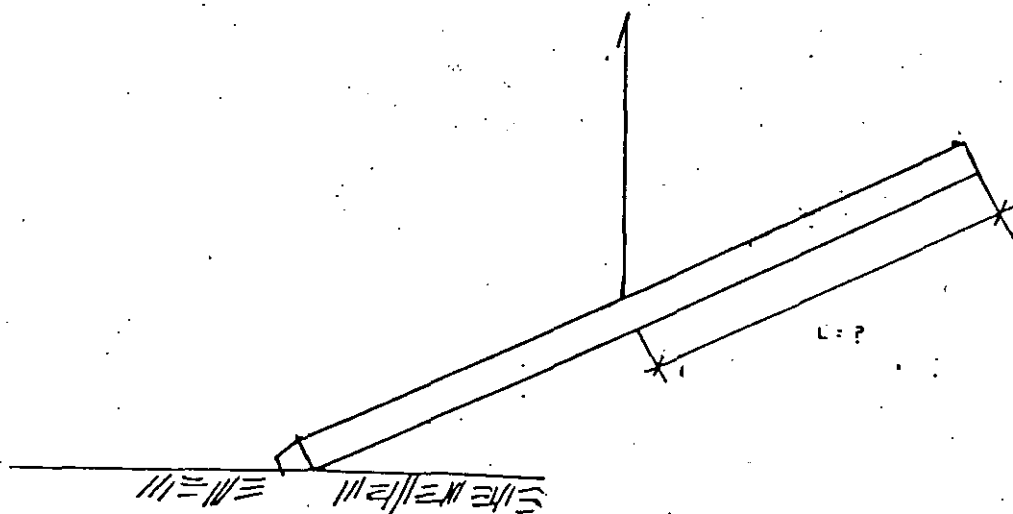
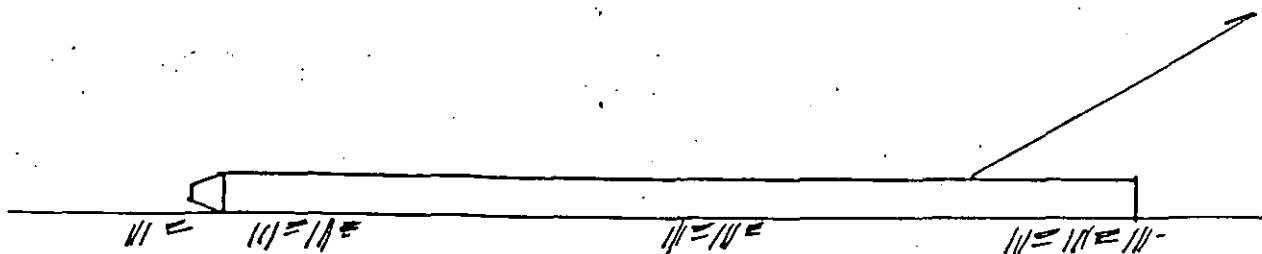
ENTONGUE DE PILOTES

FIG 13



D = ESPESOR DE LA CAPA (POTENCIA)

PILOTE DE PUNTA PENETRANTE



FORMA INCORRECTA DE IZAR UN PILOTE

Para la construcción de las PILAS, podemos considerar tres etapas principales:

- 1.- Perforación
- 2.- Colocación de Acero de Refuerzo.
- 3.- Colado del Concreto.

Perforación.-

Es el proceso inicial en la construcción de pilas y consiste en la formación de un agujero en el subsuelo, en el que posteriormente se colocarán materiales que finalmente formarán la pila.

Las secciones transversales de las pilas son generalmente circulares, aunque algunas veces sobre todo cuando se trata de estructuras de gran peso o de condiciones especiales de carga, pueden ser rectangulares, oblongas, etc.

Aunque las secciones transversales generalmente son continuas, es común hacer ampliaciones en la base conocidas como CAMPANAS, que al aumentar el área de apoyo permiten incrementar la capacidad de carga, obteniéndose un uso racional de los materiales (fig. 16).

La construcción de campanas se aplica cuando las pilas se realizan en "seco", de manera que sea posible la verificación del correcto estado de éstas. Las campanas hechas bajo el agua o lodos bentoníticos, implican el riesgo de que el corte de éstas o la remoción del material ya cortado se haya realizado inadecuadamente, dando por resultado una incertidumbre en las condiciones finales de dichas campanas.

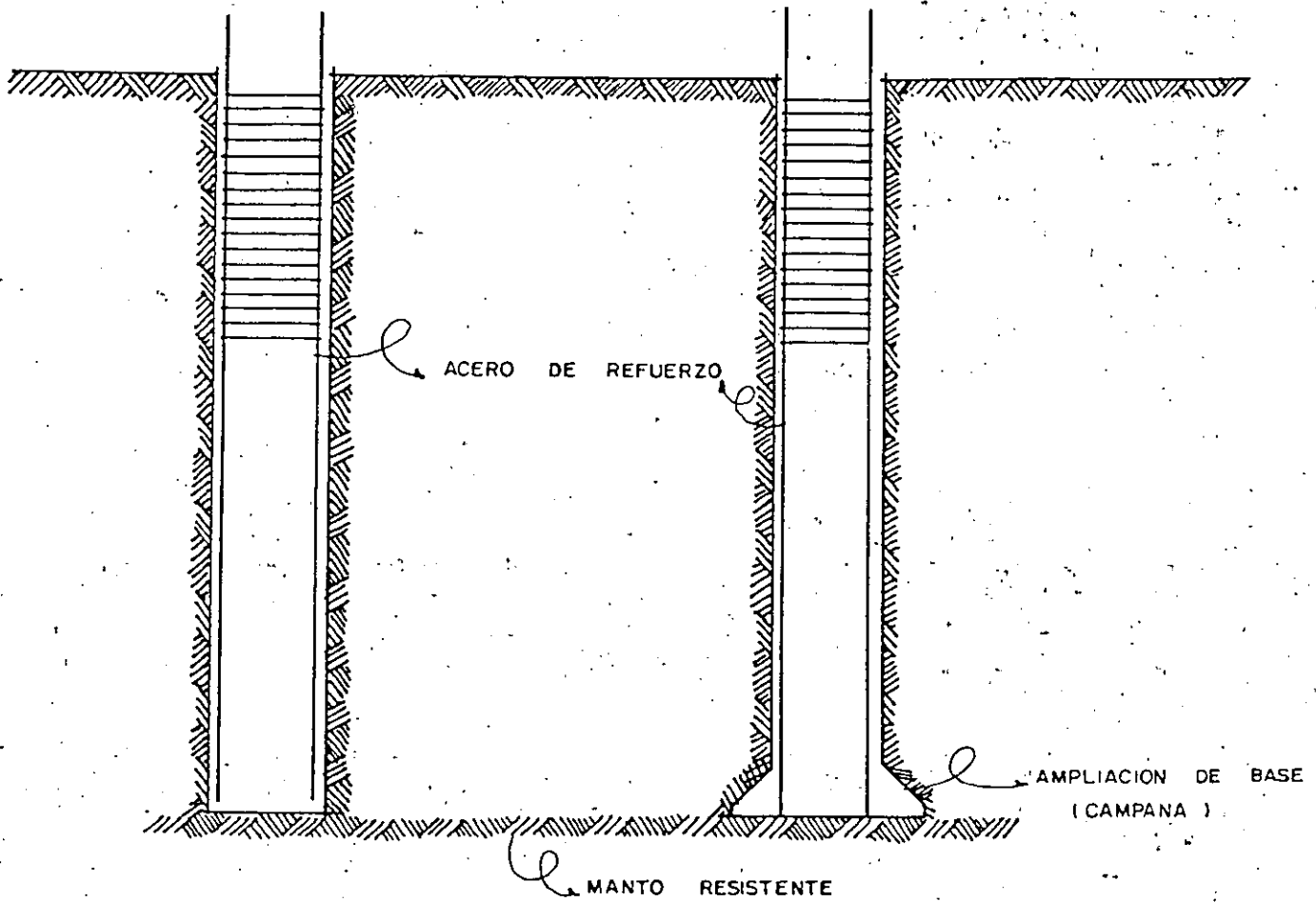
En algunas ocasiones, los proyectistas de cimentación profunda, recomiendan una mayor longitud de empotre en estratos de apoyo con el fin de garantizar que el apoyo de la pila se encuentra en el manto especificado.

En suelos predominantemente friccionantes (grava-arena), este empotre es estipulado para obtener una mayor capacidad portante de la pila.

Es importante, que el residente de cimentación profunda esté conciente de las limitantes de los equipos de perforación, ya que éstos han sido diseñados para perforar en suelos y continuos.

PILA DE FUSTE CONTINUO

PILA CON AMPLIACION DE BASE



Ademes.-

Las condiciones del suelo, la estratigráfica, la presencia de agua, etc., determinan la estabilidad de las paredes y aún del fondo de las perforaciones. Cuando éstas no se sostienen por sí mismas, la construcción de las pilas se complica un tanto y se hace necesario el uso de ademes. Los ademes usados en la actualidad se reducen básicamente a dos tipos:

- A) Ademes rígidos
- B) Ademes a base de lodos

A) Ademes Rígidos:

Los ademes rígidos generalmente consisten en ademes metálicos de una sección similar a la de la perforación y que pueden ser o no recuperables. Generalmente los ademes recuperables se retiran de la perforación mediante grúas o gatos hidráulicos una vez colocado el concreto en la perforación.

B) Ademes a Base de Lodos:

Los lodos usados para el ademe de las pilas son generalmente "lodos bentoníticos" que se forman al mezclar en diferentes proporciones bentonita, que es una arcilla coloidal, con agua; formándose una sustancia con un alto peso específico y largo tiempo de sedimentación. Estos lodos forman una película impermeable en las paredes de la perforación, que ayuda a equilibrar las presiones hidroestáticas e impiden el flujo de agua que es uno de los factores de inestabilidad del suelo.

Por otra parte, sobre todo en suelos granulares como arenas y gravas, la contaminación de los lodos con el mismo suelo de las partes principalmente durante el proceso de perforación, reduce su capacidad de soporte y aumenta su velocidad de sedimentación; cuando esto ocurre puede llegar a ser necesaria la sustitución de éstos por otros no contaminados.

El cambio de lodos se realiza inyectándole aire con un compresor en la parte inferior de una tubería que se introduce hasta unos centímetros arriba del fondo de la perforación. Este aire al salir, provoca una succión que absorbe los lodos contaminados, al

tiempo que se van depositando los lodos no contaminados en la parte superior de la perforación.

COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO

Una vez terminada la perforación, es recomendable proceder con la mayor celeridad al termino de la construcción de la misma, para que el suelo de las paredes y la base se altere lo menos posible y conserve sus características de cohesión y resistencia para el efecto. El siguiente paso consiste en la introducción del acero de refuerzo; deberá hacerse con la mayor rapidez aunque sin descuidar la calidad del mismo. La localización del castillo cerca de la pila y la instalación de separadores que aseguren su correcta colocación dentro de la perforación, así como el uso de una grúa con la altura suficiente que permita una introducción vertical de todo el armado, evitando en lo posible el contacto con las paredes durante el proceso de colocación.

COLADO DE CONCRETO

El vaciado del concreto dentro de la perforación es también muy delicado dentro del proceso de construcción de una pila, los principales cuidados que hay que tener son:

- a) Rapidez en la ejecución
- b) Evitar la segregación
- c) Evitar la contaminación.

a) Para la rapidez en la ejecución, es recomendable el uso de concreto premezclado que permite que la maniobra de colado, se realice en menor tiempo que el que se requiere fabricando el concreto con revolvedoras de campo.

b) La segregación del concreto al caer dentro de la perforación se evita con una manguera o tubería con un diámetro 12 veces mayor que el TMA (Tamaño Máximo de Agregado), pero no mucho más, para que los agregados gruesos se detengan al chocar con las paredes del conducto.

c) Para evitar la contaminación del concreto es fundamental hacer el colado continuo de toda la pila. Cuando el colado es bajo

agua ó en presencia de lodos bentoniticos es preciso usar el sistema TREMIE.

El colado TREMIE, se hace introduciendo el concreto por medio de una tubería de acero hasta el fondo de la perforación, de forma que fluya de abajo hacia arriba para que sólo la parte superior del concreto tenga contacto con el agua o lodos. Este concreto deberá demolerse de cualquier forma al terminar el colado, ya que está contaminado. El revenimiento del concreto generalmente es de 14 a 18 cm para facilitar que fluya libremente, aunque de cualquier forma hay que cuidar que la tubería permanezca ahogada en el concreto durante todo el proceso de colado. Esta precaución es importante sobre todo durante el "Chaqueteo", que es un movimiento hacia arriba y hacia abajo a que se somete la tubería para facilitar el flujo del concreto. Otra precaución, consiste en iniciar el vaciado del concreto con una cámara de balón, de un tamaño adecuado al diámetro de la tubería y que hace las veces de válvula que reduce la contaminación del concreto al iniciar el colado.

MAQUINARIA Y EQUIPO

La maquinaria y el equipo usada para la construcción de pilas es fundamentalmente la siguiente:

| | | |
|--|--|--------------------------------|
| EXCAVACION | Perforadoras | - Sobre Grúa - Sobre Camión |
| | Almejas Guiadas | |
| HERRAMIENTAS DE ATAQUE | Botes Brocas Dientes y Puntas | |
| EQUIPO PARA MANEJO DE LODOS BENTONITICOS | Depósitos Mezcladores Agitadores Bombas y Mangueras | |
| EQUIPO PARA COLADO | Trompas de Elefante Tuberías Bombas de Concreto | |

PERFORADORAS

Los equipos más comunes para perforación son los rotatorios, que consisten esencialmente en una fuente de poder que mediante una transmisión hace girar a un barretón de longitudes variables, simples o telescópicos, cuyo extremo inferior se instala la herramienta de perforación propiamente dicha.

Las perforadoras usadas en México, son de dos tipos:

- 1) Montadas sobre grúas
- 2) Montadas sobre camión

Las perforadoras montadas sobre grúa son generalmente de mayor tamaño y potencia, su movilidad ya dentro de la obra, es mejor sobre todo si el terreno es difícil y tienen la ventaja adicional de que eventualmente la misma grúa puede usarse para las maniobras de introducción de acero y de colado; ésto puede hacerse desmontando ó sin desmontar la perforadora de la grúa (fig. 17).

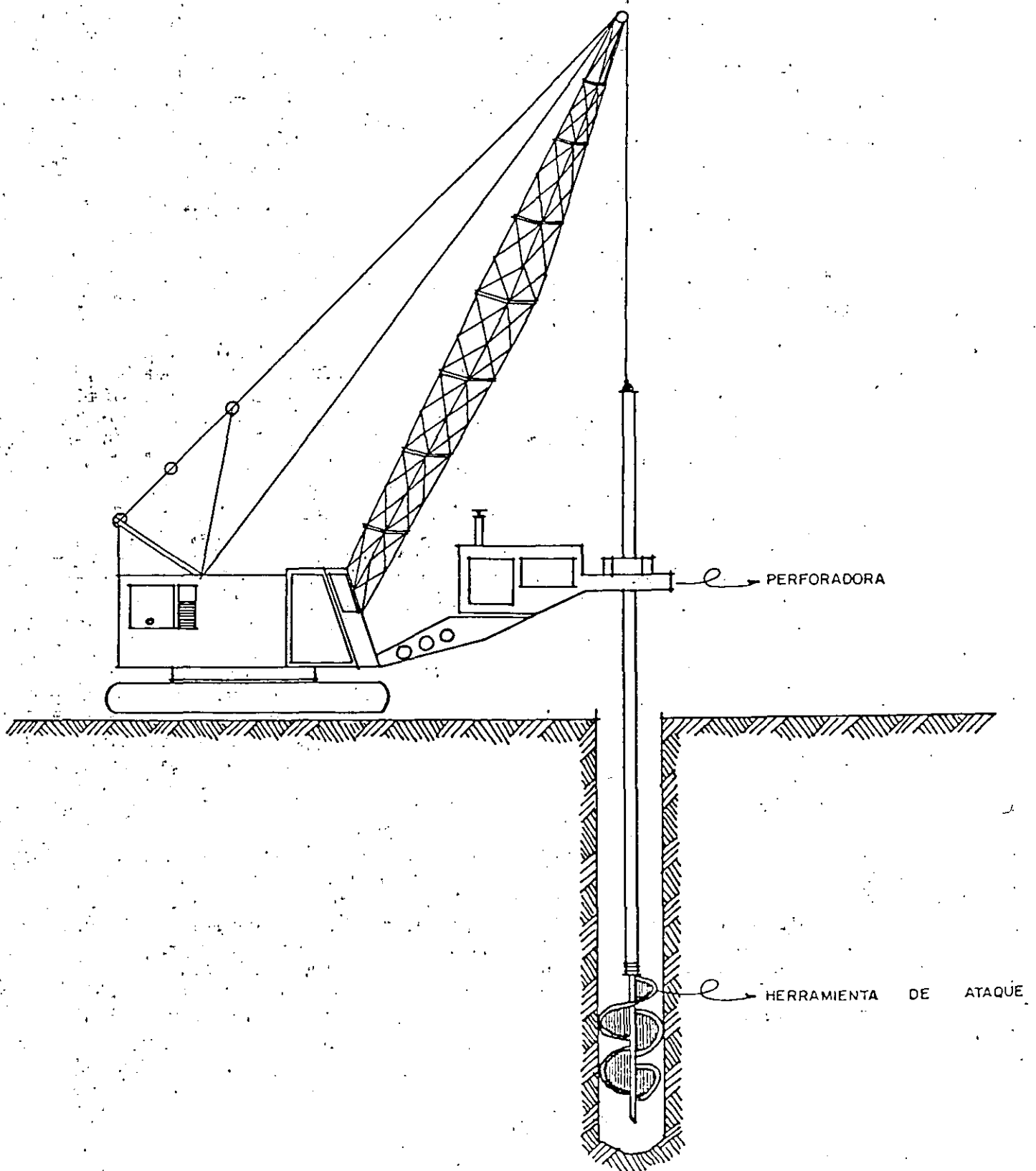
Las perforadoras montadas sobre camión son generalmente de menor capacidad que las montadas sobre grúa. Igualmente, sus limitaciones para realizar los procesos de introducción de acero y colado son mayores y frecuentemente se requiere una grúa para llevar a cabo estas maniobras; por otra parte, para obras urbanas sobre todo pequeñas, tienen mejor movilidad (fig. 18).

Las perforadoras rotatorias, además del efecto normal de cortar los suelos con sus herramientas de ataque, al girar, facilitan la penetración en los casos de suelos más duros cohesivos y resistentes por razón del peso propio del barretón de perforación; también existen algunos modelos que tienen equipos hidráulicos, que ejercen presiones adicionales para facilitar el corte usando como reacción el peso propio de la máquina.

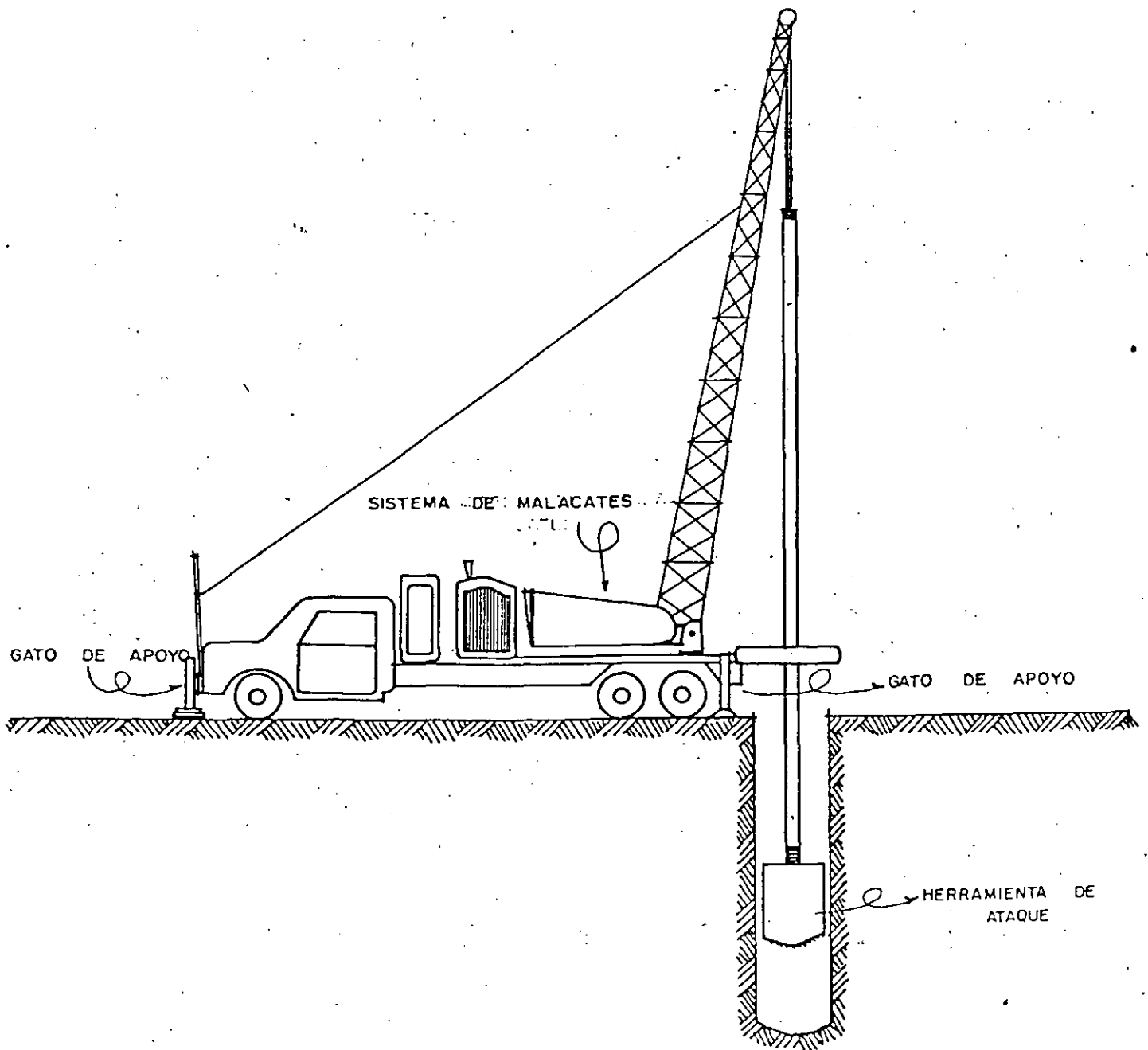
Las almejas guiadas son equipos de excavación que como su nombre lo indica consisten en un cucharón que abre y cierra a manera de almeja y que se desliza verticalmente sobre una grúa que permite controlar la dirección y la posición de la excavación. Estos equipos accionados casi siempre hidráulicamente, se usan para la construcción de pilas de sección oblonga, cuadrada ó rectangular.

En nuestro país las marcas más comunes de perforadoras son las siguientes:

PERFORADORA MONTADA SOBRE GRUA



PERFORADORA MONTADA EN CAMION



CALWELD
WATSON
SOILMEC
SANWA
CASAGRANDE
ERTH DRILL
EASY BORE
B. S. P.

Las herramientas de ataque más comunes en nuestro país, son las brocas y los botes.

Las brocas son como su nombre lo indica, espirales cilíndricas, con punta en el extremo inferior de su eje y dientes en la espiral. El diámetro, espesor, paso, tipo de dientes y tipo de punta, se ajustan en cada caso al diámetro de la perforación y al tipo de suelo.

Los botes de perforación son cilindros metálicos con una tapa giratoria en el fondo y un dispositivo de apertura para la misma; en la tapa se instalan dos dientes de ataque y trampas para impedir la salida del material ya cortado; hay una gran variedad en los diseños de las tapas, colocación de los dientes, espesor de las paredes, etc.

De entre las brocas y los botes especiales, cabe mencionar a los siguientes:

BOTE CAMPANERO.- Son botes que se usan al final de una perforación y que tienen un dispositivo mediante el cual abren dos hojas que cortan un semicírculo o trapecio que forma las campanas o ampliaciones de base. Uno de los problemas de éstas herramientas, es la dificultad que tienen para tirar todo el material cortado, por lo que no es recomendable usarlas cuando no se puede bajar a la campana a terminar la extracción a mano y verificar ocularmente el estado de las mismas.

BOTE PARA ROCA.- Se usan para materiales duros en general; ocasionalmente, tienen hoquedades en las paredes que permiten la entrada de pedazos de roca; tienen por supuesto dientes especiales a base casi siempre de carburo de tungsteno.

BOTES CORONA.- Son botes sin tapa inferior que llevan dientes especiales para cortar la roca a lo largo del bote inferior de su pared. La roca se va introduciendo al bote y al trabarse se fractura, lo que permite su extracción.

BROCAS CONICAS.- Son brocas que terminan en punta, lo que facilita la penetración en terrenos pedregosos y la trabazón de los boleos y piedras en sus álabes para ser extraídos.

DIENTES Y PUNTAS

Existe una gran variedad de dientes y puntas. Los hay para suelos blandos y para suelos duros; los de suelos blandos tienen mayor área de corte y su instalación facilita el corte rápido del suelo. Los de suelos duros son casi siempre con filos de carburo de tungsteno; los hay fijos y giratorios. Se recomienda que se usen en presencia de agua para que el calentamiento excesivo no reduzca su vida útil.

EQUIPO PARA MANEJO DE LODOS

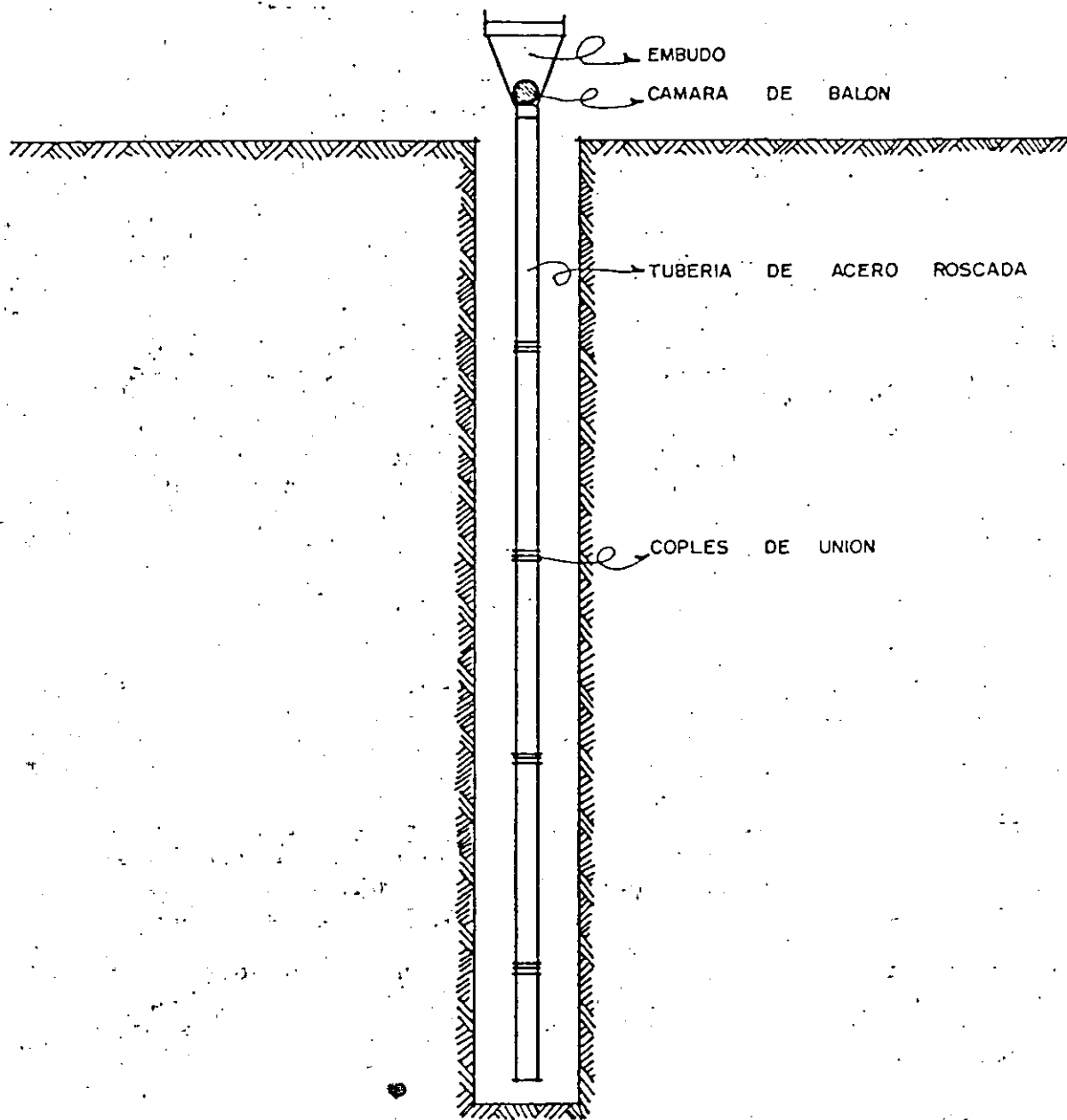
Se requieren depósitos para el almacenamiento de los lodos; éstos pueden ser portátiles generalmente de metal, lo que facilita su transporte y aún su movimiento dentro de la misma obra, o cisternas construidas expresas.

Para mezclar la bentonita existen equipos especiales que consisten en depósitos con agitadores; sin embargo, el procedimiento más sencillo es a base de un venturi a través del cual se hace pasar agua a gran velocidad al mismo tiempo que se vacía bentonita.

El lodo bentonítico ya mezclado se almacena en un depósito, de donde por gravedad o mediante bombas de agua, se conduce hacia las pilas al momento de ser excavadas, sustituyendo inmediatamente el material excavado con los lodos.

Finalmente para la realización del colado se usan, cuando se trabaja en seco, trompas de elefante que son mangueras de lona o plástico que evitan la segregación del concreto. Para el caso de colados bajo agua, se usa la tubería TREMIE que consiste en tubería de un diámetro 6 veces como mínimo, del tamaño máximo de agregado del concreto (fig. 19).

EQUIPO PARA COLADO DE PILAS
(TREMIE)



Se usan tramos de 1 a 3 m de largo, ligados mediante coples sin listón para rapidez y seguridad en las maniobras; los diámetros de tuberías más comunes son de 6", 8" y 10"; es importante que ésta tubería y los coples formen una superficie lo más lisa posibles por la cara inferior, para facilitar el flujo del concreto, y por la cara exterior, para evitar atoramientos con el acero de refuerzo de las pilas.

En ocasiones también se usa el bombeo de concreto, sobre todo cuando el acceso de las ollas revolvedoras a los puntos de construcción de las pilas es difícil.

D. CIMENTACION MIXTA.

Como su nombre lo indica, una cimentación mixta es la solución que emplea simultáneamente diferentes tipos de pilotes o bien, una cimentación superficial y pilotes.

En nuestro medio, la más común es la de cajón hincado y pilotes trabajando por fricción o adherencia. De esta forma, el cajón hueco permite compensar parcialmente las cargas generadas por la edificación, aprovechando el alivio que significa la remoción parcial del subsuelo. efectuada para alojar dicho cajón. El excedente de cargas, el integrado por el peso total de la edificación más cajón y habiendo reducido el peso total del suelo removido; se suele soportar por una batería de pilotes, trabajando por fricción o adherencia. De esta, forma, se reduce el mínimo de pilotes, ya que de no tenerse esta compensación, la batería tendría que soportar la totalidad del peso de la edificación.

Esta compensación resulta efectiva, sólo en el caso de pilotes de fricción convencionales o en sus variedades telescópico, entrelazado, etc. Si se emplean pilotes apoyados por punta, aún existiendo cajón hueco, no se puede aprovechar el alivio de cargas, ya que al estar apoyados y no tener la libertad de desplazamiento vertical, tienen que resistir el peso total de la estructura y de su cajón de cimentación.

Las cimentaciones mixtas a base de cajón y pilotes es usual empleadas en subsuelos como el que configura la zona del lago del Valle de México, ya que de esta forma, se elimina el problema de emersión relativa del edificio, con respecto al nivel de la superficie del terreno circundante a él. Sin embargo, esta solución de cimentación tiene ciertas limitantes, como lo son las dificultades de excavaciones profundas en suelos blandos, principalmente cuando

existen aguas freáticas someras y hay construcciones colindantes cimentadas superficialmente. Además, hay que tener cuidado de que no haya excentricidad entre los centros de gravedad de cargas y el reacción del conjunto cajón y pilotes; ya que si no se tiene esta axialidad, pueden generarse asentamientos diferenciales.

A raíz de los sismos de septiembre de 1985, se presentaron algunas fallas en cimentaciones mixtas, ya que ante las solicitudes dinámicas, ciertos campos de pilotes perdieron sustentación al reducirse el confinamiento, produciéndose grandes asentamientos y en algunos casos, hasta el colapso total de la cimentación. Por lo tanto, el diseño y construcción de este tipo de soluciones de cimentación requiere de mayor cuidado y es necesario, conocer bien las características físico-mecánicas del subsuelo, antes de llegar a esta clase de soluciones de cimentación.

ADEMES Y ELEMENTOS DE CONTENCION

ADEMES.

Los principales tipos de ademe, más comúnmente utilizados en la construcción de cimentaciones profundas son:

- Lodos Estabilizadores
- Camisas Metálicas
- Estructuras de Ademe

LODOS ESTABILIZADORES.

Se conoce como lodos estabilizadores o lodos perforación, a todos aquellos fluidos viscosos formados naturalmente o prepararlos ex profeso, para estabilizar o ademar las paredes de una perforación, zanja o excavación.

Con el auge de las perforaciones de pozos petroleros, se encontró que algunas arcillas (mormorilonita sódica), al ser mezcladas mecánicamente durante la perforación con las aguas freáticas, forman fluidos de alta viscosidad y densidad, que detienen las paredes del subsuelo por su alto empuje generado en ellas y por una capa de arcilla que se adhería a ellas (enjarre).

Este casual descubrimiento, condujo a investigar las propiedades de lodos formados con otros tipos de arcillas y a encontrar proporciones idóneas para formar lodos más efectivos y económicos, los que además pudieran ser reutilizados más veces. En nuestro medio, las arcillas más empleadas en la formación de lodos estabilizadores son las bentonitas sódicas y cálcicas. En la actualidad, se ha avanzado mucho en la investigación y utilización de fluidos estabilizadores del subsuelo bajo el manto freático; llegando a mezclas de aceites con polímeros; de bentonitas con cemento (lodos fraguantes) o arcillas atapulgitas (en aguas de alta concentración salina).

Las propiedades físico-químicas primordiales de un lodo bentonítico son: densidad o peso específico, viscosidad plástica, viscosidad Marsh, filtrado, contenido de arena, concentración o potencial de hidrógeno (ph), añejamiento, dosificación y rendimiento.

Densidad.- Denominada también como peso específico, es la cantidad de materia por unidad de volumen. Se evalúa en el laboratorio por medio de una balanza de lodos formada por un receptáculo para el lodo, en un brazo y una escala con contrapeso deslizante, en el otro. Se expresa en unidades de peso sobre volumen (gr/cm^3 , kg/dm^3 ó ton/m^3). Los lodos utilizados en condiciones normales tienen una densidad relativa comprendida entre 1.03 y 1.15. En algunos casos para aumentar la densidad, se necesita añadir minerales inertes pesados como la barita.

OBTENCION DE LA DENSIDAD DE UN LODO BENTONITICO.

Es importante aclarar que la densidad, el peso especifico y el peso volumétrico tienen el mismo significado.

Para determinar la densidad de un lodo bentonítico, es necesario conocer la densidad absoluta relativa de la bentonita.

Las propiedades físicas de un lodo bentonítico, se estudian de igual forma que en un suelo 100% saturado. Su volumen se compone de agua y sólidos exclusivamente.

La dosificación de bentonita que se requiere para una obra, por lo general se solicita en base a un porcentaje sobre el peso del agua. Por ejemplo, si se pide un lodo bentonítico con dosificación de bentonita al 8%, se refiere a una mezcla de 1 m³ de agua con 80 kg de bentonita, obteniendo su densidad de la siguiente forma:

$$\gamma_{lb} = \text{peso volumétrico del lodo bentonítico} = \frac{W_t}{V_t}$$

$$W_t = W_w + W_b$$

$$W_t = W_w + \%W_w = W_w (1 + \%)$$

$$V_t = V_b + V_w$$

S_b = densidad absoluta relativa de la bentonita → de 2.1 a 2.5

$$S_b = \frac{W_b}{V_b \gamma_w}$$

$$V_b = \frac{W_b}{S_b \gamma_w}$$

$$\gamma_{lb} = \frac{W_w (1 + \%) S_b \gamma_w}{\%W_w + V_w S_b \gamma_w}$$

Viscosidad Plástica.- Esta propiedad es determinada mediante viscosímetros rotacionales, con los que se mide la resistencia al esfuerzo cortante a diferentes r.p.m.; además, en estos aparatos se determina la viscosidad aparente, la resistencia del gel, la tixotropía y especialmente, el punto de cedencia, el cual es la ordenada al origen de la curva de flujo y correspondiente al valor mínimo del esfuerzo cortante para el cual empieza a fluir el lodo. La viscosidad plástica debe ser pequeña, para permitir la separación de las arenas que el lodo acarrea al salir de la perforación. El punto de cedencia, define además la penetración del lodo en la vecindad de la perforación o zanja; es conveniente mantener la viscosidad plástica en un rango comprendido entre 10 y 30 centipoises.

Viscosidad Marsh.- Se define como el tiempo necesario para que escurran 946 cm³ de lodo, a través del orificio calibrado de un cono Marsh. Este ensaye debe realizarse en obra, para determinar si un lodo puede reutilizarse o es necesario emplear nuevo lodo. Debe tratarse que se tengan valores bajos, entre 35 y 90 segundos de vaciado.

Filtrado.- Este ensaye permite determinar la capacidad de un lodo para formar "enjarre", que es una membrana impermeable de arcilla adherida al subsuelo, que hace posible que se puedan transmitir las presiones hidrostáticas de la columna del lodo y evitar al mismo tiempo, la generación de derrumbes locales. Para efectuar esta prueba es necesario un filtro prensa, en el cual se calcula el agua libre (cm³) y el espesor del enjarre (mm). Cierta porción del agua de un lodo permanece libre entre los granos sólidos, por lo tanto en una relación agua-bentonita constante de un lodo, al aumentar el agua libre, aumenta el espesor del enjarre, pero disminuye al mismo tiempo su resistencia y es menos efectivo para estabilizar las paredes de la excavación. Por consiguiente, es necesario que el espesor del enjarre sea inferior a 5 mm.

Contenido de Arena.- Como su nombre lo indica es la proporción de arena contenida en un lodo. Al incrementarse la cantidad de arena, además de dañarse los equipos, se reduce la efectividad de un lodo, ya que para una relación constante agua-bentonita, al aumentar el contenido de arena el volumen de agua libre y en consecuencia, se incrementa el espesor del enjarre. Por lo tanto, debe mantenerse inferior al 3 % en volumen. Para evaluar el contenido de arena de un lodo, se hace pasar cierta cantidad de éste, por la malla 200 y la arena retenida en ésta, se expresa como un porcentaje del volumen.

Potencial de Hidrógeno (ph). Es la concentración de iones de hidrógeno en un lodo y representa la acidez o alcalinidad. Se determina mediante un papel sensible y el color producido, indica el potencial de hidrógeno. Las propiedades de un lodo varían en función del ph medido. Es conveniente que este se encuentre en un rango de 7 a 10.

Añejamiento.- Es el tiempo transcurrido entre la preparación y utilización de un lodo. Se ha comprobado que con un añejamiento mínimo de 24 hr, la viscosidad plástica y el punto de cedencia aumenta, mientras que el agua libre disminuye, sin variar el espesor del enjarre. Sin embargo, cada tipo de bentonita responde diferente, por lo que el reposo puede variar entre 8 y 24 hr y en algunos casos es necesario que la bentonita se termine de hidratar dentro de la perforación, cuando se trata de obturar flujos o fugas.

Dosificación y Rendimiento.- La dosificación depende del tipo de bentonita empleado, del agua freática y de las características que se desee tenga un lodo. Por lo tanto, es necesario hacer ensayos previos con diferentes proporciones y determinarse así las propiedades de cada concentración. Es usual que en agua con baja concentración de sales, el porcentaje en peso de bentonita en relación al agua sea del 5 al 10 %. Es usual definir como rendimiento, a la cantidad de m³ de lodo, con viscosidad media de 15 centipoises, que pueden prepararse con 1 ton de bentonita seca. Este rendimiento se determina experimentalmente, haciendo varias mezclas de agua-bentonita con diferentes proporciones y determinando su viscosidad plástica. Mediante una gráfica relación bentonita-agua vs densidad, se puede interpolar y determinar el rendimiento.

CAMISAS METÁLICAS.

Cuando las perforaciones no se pueden estabilizar con lodos, se recurre al uso de camisas metálicas las cuales pueden ser recuperables o perdidas, según sea el caso.

Las camisas metálicas recuperables se utilizan generalmente en suelos arenosos cuyo nivel freático está muy abatido y que por lo tanto el lodo bentonítico se fuga hasta equilibrarse con ese nivel.

Otra aplicación de estas camisas se tiene cuando las perforaciones contienen agua salada, en donde la bentonita se flocula si no se mezcla con algún aditivo, cuyo costo y control, resulta ser antieconómico.

Cuando las perforación son mayores de 2 metros de diámetro en terrenos friccionantes en estado suelto, el material dejar de trabajar en arco; en estos casos para obtener perforaciones confiables, se hace necesario el uso de camisas metálicas recuperables.

La práctica nos ha enseñado que el espesor de la camisa recuperable sea de tantos milímetros como decímetros tenga el diámetro; por ejemplo una camisa de 80 cm de diámetro tendrá un espesor de 8 mm, una de 150 cm de diámetro tendrá un espesor de 15 mm. Se recomienda que el mínimo espesor sea de 8 mm, ya que de lo contrario tendría problemas al ser hincada y extraída.

Por lo general, las camisas recuperables son hincadas y extraídas con equipo especial y el principio técnico, está descrito en la memoria de la Reunión Conjunta Consultores Constructores de septiembre de 1980, que llevó a cabo la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

El uso de la camisa recuperable tiene su limitante, ya que se debe prever evitar la subpresión en el fondo de la perforación, que se origina al abatir el nivel del agua dentro de la camisa metálica durante el proceso de extracción del material, según se indica en la siguiente (fig. 20).

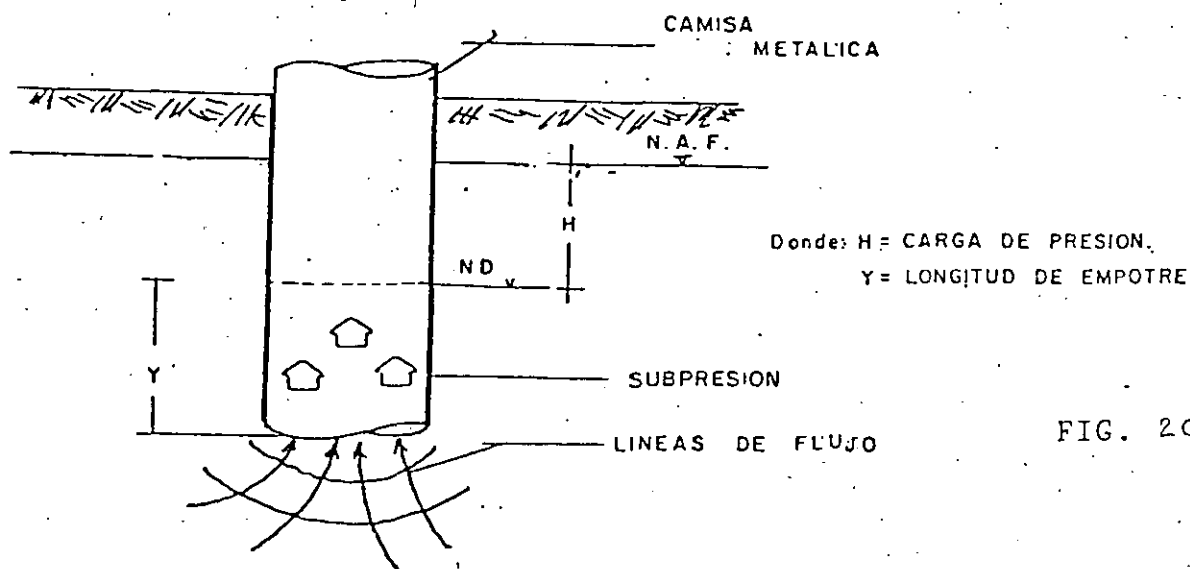


FIG. 20.

Para reducir este fenómeno, es necesario que la camisa se empotre de 3 a 4 diámetros abajo del nivel de desplante de la pila, al mismo tiempo que se restituya el nivel del agua dentro de la camisa de tal manera que la $H = 0$.

La operación anterior resulta ser la mayoría de las veces un poco problemática y tardada, pues en la práctica no se puede restituir el peso del volumen del material extraído por su equivalente en agua en forma simultánea; para evitarlo, es necesario que el nivel dentro de la camisa esté por lo menos un metro arriba del nivel freático con el que se tienen grandes consumos de agua.

La mejor forma de utilizar la camisa metálica es empotrándola en algún estrato impermeable o bien combinando la perforación con el sistema de lodos.

Las camisas metálicas no recuperables, generalmente se usan para evitar estrangulamientos en los colados in situ, pues como sabemos, al depositar el concreto en la perforación, la pared de éstas hace la función de cimbra, cuando el suelo no puede soportar el empuje del concreto.

Cuando el subsuelo acusa la presencia de turba o un alto contenido de agua (más del 300 %), es conveniente colocar una camisa perdida, por la razón anterior.

Generalmente la camisa metálica no recuperable, es de lámina del No. 12 ó 18. A diferencia de la anterior, esta se coloca y no se hinca; también tiene la particularidad de que puede ser continua o no, según se indica en las figuras siguientes:

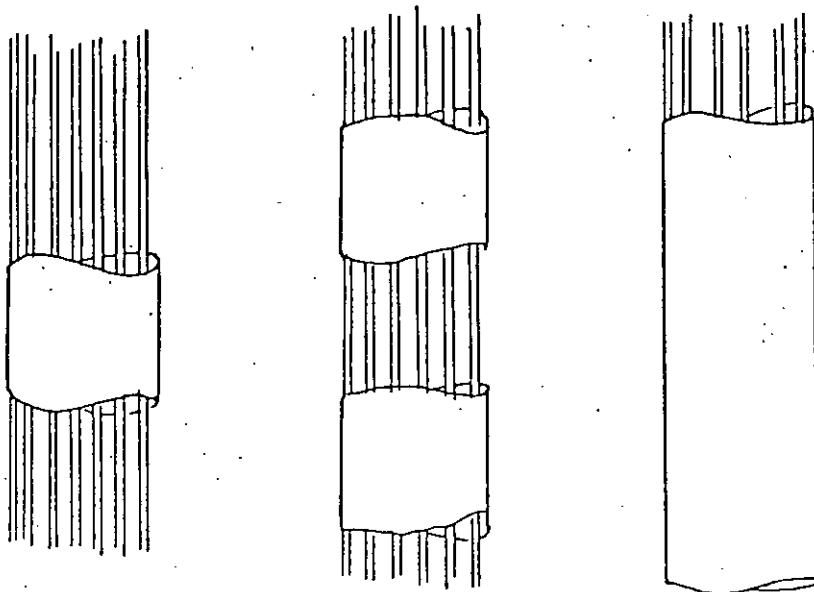


FIG. 21

RECOMENDACIONES PARA LA INSPECCION Y VERIFICACION DE OBRAS

La función primordial del ingeniero residente de cimentación profunda, es la de supervisar o inspeccionar los trabajos para que éstos se realicen de acuerdo a las especificaciones y lograr de esta forma, que las consideraciones teóricas del diseño de una cimentación se apegen a la realidad, alcanzándose el mayor control de calidad posible y que la subestructura tenga el comportamiento previsto en su diseño. Sin embargo, el buen comportamiento de una cimentación profunda, no sólo depende de que ésta se construya dentro de las tolerancias establecidas en sus especificaciones, puesto que es fundamental que las premisas de cálculo previstas por el analista sean las correctas, y es importante por lo tanto, que también exista una estrecha supervisión por parte del proyectista, ya que suelen presentarse en campo condiciones diferentes a las esperadas en teoría.

Asimismo, suele ocurrir que el analista proponga procesos constructivos poco usuales que hasta inclusive, requieran de aditamentos o equipos altamente especializados. Por lo anterior, es necesario que antes de iniciar la construcción de una cimentación profunda, se tengan reuniones previas entre consultor y contratista, para que ambos intercambien ideas y de esta forma, el contratista comprenda e interprete correctamente el proceso constructivo a seguir y no cometa errores que modifiquen e inclusive dañen la condiciones originales del subsuelo. Además, estas reuniones previas servirán también para que el contratista exponga al consultor los limitantes propios de cada equipo o los inconvenientes que pueda tener el proceso constructivo estipulado por este último.

El ingeniero residente por su parte, deberá estudiar previamente el trabajo por ejecutar, entendiendo el criterio y razonamiento del proceso constructivo y de sus correspondientes especificaciones.

Los principales aspectos que debe cuidar y vigilar el ingeniero residente de una cimentación profunda son los siguientes:

GENERALES

- a) Que los planos contengan todas las especificaciones necesarias y esté perfectamente definido el proceso y secuela

constructivos contando además, con el correspondiente estudio de mecánica de suelos.

- b) Que el terreno sea el que corresponda a la obra y que sus características de colindancias, accesos y topografía sean las que se establecieron en los planos y estudio de mecánica de suelos.
- c) Que las edificaciones en las colindancias no tengan daños previos al hincado y en caso de haberlos, reportarlos inmediatamente a la Dirección de la Obra, quien ordenará las actuaciones legales correspondientes.
- d) Que se haya efectuado correctamente la protección reglamentaria de colindancias y de vía pública.
- e) Que se hayan previstos los elementos de protección a transeúntes y/o vehículos.
- f) Que en los accesos para equipo y dentro de las zonas de trabajo no existan obstáculos, tales como cables aéreos, instalaciones subterráneas, teléfonos, ductos eléctricos agua, gas, drenaje, cimentaciones antiguas y en general cualquier elemento que obstruya o impida el libre movimiento y trabajo del equipo.
- g) Que existan en la obra las licencias y permisos de construcción necesarios.
- h) Que antes de enviar el equipo a la obra, éste sea revisado y esté en condiciones de trabajar correctamente, corroborando de que se trata del equipo especificado para estos trabajos, a demás de que se tenga toda la herramienta y accesorios completos. Esto es de esencial importancia en obras foráneas.

PILOTES

- a) Deberá marcarse la localización exacta de cada pilote, clavando estacas, colocando referencias extremas y verificando su posición inmediatamente antes del hincado de cada elemento. Este trazo deberá llevar la aprobación de la Dirección de la Obra.
- b) Que el tipo, forma y características de los pilotes correspondan a los especificados.

c) Para el caso de los pilotes precolados, se verificará además lo siguiente:

- Que la geometría y otras características de los moldes se ajusten a las especificaciones.
- Que las dimensiones, forma y calidad del acero de refuerzo sean las especificadas.
- Que se tengan las condiciones propicias de curado.
- Que sigan los procedimientos adecuados de manejo y almacenamiento.
- Que la calidad del concreto (dosificación, revenimiento, resistencia, etc.) sea la especificada.
- Que las juntas de unión cumplan con las especificaciones.
- Que los pilotes recibidos en obra tengan claramente indicadas su edad y resistencia.
- Que la cabeza y/o placa de unión estén a escuadra con el cuerpo del pilote.
- Que las placas de unión tengan claramente marcadas su cara correspondiente.
- Que se sigan procedimientos adecuados de manejo y almacenamiento.
- Que la condición de los pilotes sea satisfactoria, rechazando los que estén dañados.
- Que las uniones se lleven a cabo conforme a las especificaciones.

d) En las operaciones de hincado de pilotes se deben cuidar los siguientes aspectos:

- Información general: fecha, identificación del pilote.
- La localización precisa del pilote.

- La verticalidad dentro de la tolerancia especificada ($\pm 2 \%$).
 - La verticalidad de las guías del martinete.
 - El número de golpes para cada predeterminada longitud de penetración.
 - Posición y calidad de la soldadura en las uniones.
 - Localización, hora y duración de cualquier interrupción durante el hincado, indicando el motivo.
 - Número de golpes por centímetro en la etapa final de hincado, hasta cumplir la especificación de rechazo.
 - Cota final de la cabeza del pilote.
 - Cualquier comportamiento errático del hincado, anotando la elevación correspondiente de la punta.
 - Cualquier otra observación pertinente.
- e) A falta de especificaciones particulares estipuladas por el proyectista de la cimentación, las tolerancias que se aceptarán para fabricación e hincado de los pilotes serán las siguientes:

En la fabricación:

Longitud ± 3 mm por cada metro de longitud.

Sección transversal 6 a 13 mm.

Desviación con respecto al eje longitudinal no más de 1 mm por cada metro de longitud.

Localización del acero de refuerzo.

Recubrimiento del armado principal: -3 a +6 mm.

Paso de la espiral: ± 13 mm.

En el hincado:

Es común especificar una tolerancia del 2.5 % de la longitud total, en lo referente a la verticalidad de los pilotes. En suelos difíciles resulta aceptable una tolerancia del 4 %.

PILAS

Deberá marcarse con una estaca la localización exacta de cada una de las pilas y verificar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada unidad. Después de terminada la instalación, la localización de cada elemento se deberá comparar con la tolerancia permisible prevista.

Además de la información general sobre secuencia estatigráfica, tipos de suelos y su resistencia al corte, el estudio geotécnico previo a la construcción de las pilas deberá poder definir los siguientes conceptos:

- a) Presencia de estratos permeables de grava, arena o limo, localización y espesor de dichas capas, niveles piezométricos en tales estratos.
 - Nivel piezométrico en el estrato de apoyo.
 - Presencia de obstrucciones grandes arriba del nivel de desplante y procedimiento de remoción de las mismas.
 - Presencia de gas natural en el suelo o roca.
 - Análisis químicos del agua freática.
- b) En los trabajos de perforación se deben anotar y cuidar los siguientes aspectos:
 - Información general; fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, hora de inicio y terminación de la perforación, equipo utilizado, personal o cargo, etc.
 - Localización de la pila: se debe determinar con aparatos la desviación del cuerpo del centro de la penetración terminada con respecto al centro del proyecto.
 - Verificación de que el procedimiento constructivo permita cumplir las especificaciones de proyecto.
 - Verticalidad y dimensiones de la perforación a intervalos regulares. La verticalidad de la perforación no excederá con la desviación permisible especificada.

- Selección del método y equipo para atravesar estratos permeables, si los hay.
 - Selección del método y equipo para atravesar grandes obstrucciones.
 - Seleccionar adecuadamente la secuencia de perforación y colado, cuando sea necesario ejecutar varias pilas relativamente cercanas, a fin de garantizar el movimiento del equipo y la seguridad tanto de éste como de las construcciones vecinas.
 - Registros de los estratos de suelo atravesados durante la perforación (cuando se requiera).
 - Profundidad del estrato resistente en donde se apoyará la pila.
 - Geometría de la campana.
 - Calidad del estrato de apoyo (ésto debe hacerse con inspección visual cuando sea posible).
 - Calidad del lodo bentonítico, de acuerdo al proporcionamiento especificado por la dirección de la obra.
 - Pérdida de lodos, si las hay, (cantidad).
 - Cuando la perforación atraviese arcillas blandas bajo el nivel freático, no debe extraerse el bote a velocidad tal que provoque succión y en consecuencia caídos. En este caso conviene subir el bote despacio, permitiendo el reestablecimiento de la presión o dejando en el centro del bote una tubería que permita el rápido paso del lodo de perforación hacia la parte inferior del bote mientras ésta sube. Se debe evitar el uso indiscreto de los lodos y el nivel de este deberá permanecer un metro como mínimo arriba del nivel freático.
- c) Una vez terminada y aprobada la perforación, se iniciarán los trabajos de colado, teniendo que anotar y cuidar los siguientes conceptos:
- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación de la pila, hora de inicio y terminación del colado.

- Calidad del concreto (dosificación, revenimiento, tiempo después de mezclado). Se deberán tomar cilindros de cada olla, de alguna bachada al azar y cuando menos tres de cada pila.
- Que el método de colocación y posicionamiento correcto del tubo o canalón de descarga sean los correctos. Tener cuidado de mantener en forma continua el extremo inferior del tubo "tremie" dentro del concreto. No usar tubería que tenga elementos que se atoren por dentro ni por fuera.
- Observar la condición del fondo de la perforación inmediatamente antes de colocar el concreto.
- Observar la condición de las paredes de la perforación o del ademe de acero que estará en contacto con el concreto fresco y anotar la posición del nivel del agua fuera del ademe. El concreto deberá colocarse inmediatamente después de esta inspección.
- Observar si el acero de refuerzo está limpio y colocado en su posición correcta y si el diámetro y longitud de varillas es el adecuado.
- No usar "patos" o grúas fijas para manejo de las armaduras de acero de refuerzo. Observar que la posición de la armadura se ajuste a los planos y especificaciones.
- Cuidar el método de colocación del concreto en la pila y asegurarse de que no exista segregación de materiales, cuando se utilizan procedimientos tales como caída libre desde una tolva, tubería "tremie" y botes con descarga de fondo. No usar concreto bombeado a menos que sea colocado con tubo "tremie" o "trompa de elefante".
- Cuando se deba colar concreto bajo lodo bentonítico, deberá hacerse una limpieza de éste (desarenándolo), o bien una sustitución asegurando así que el lodo no genere azolves.
- Realizar pruebas en el concreto fresco tales como revenimiento y aire incluido o peso volumétrico húmedo cuando la obra lo requiera.

- Asegurarse de que el concreto se coloca en forma continua sin interrupciones ni retrasos largos y de que dentro del ademe se mantenga una altura de concreto necesaria si es que este se va a extraer. Si no se usa ademe, verificar que el peso del concreto sea el suficiente para equilibrar la presión hidrostática existente.
 - Calcular el volumen de concreto por colocar, considerando un volumen excedente por concepto de porcentaje de manejo, contracción volumétrica, volumen excedente, por contaminación (descabece superior), geometría real de la perforación, estado de las paredes y contenido de humedad del suelo. La experiencia indica que el volumen excedente debe ser del orden del 10 al 20 % del volumen teórico.
 - El ingeniero residente deberá estar pendiente de que el concreto no se contamine con el suelo debido a desprendimientos de las paredes o extrusión.
 - Determinar la elevación del descabece y la longitud exacta de cada elemento.
 - Verificar la localización correcta de la pila terminada.
- d) El ingeniero residente deberá entregar al Director de Obra un informe diario contenido los datos siguientes:
- Descripción de los materiales encontrados durante la excavación.
 - Descripción de las condiciones de agua freática encontradas.
 - Descripción de las obstrucciones encontradas y si fue necesario removerlas.
 - Descripción del ademe temporal o permanente; incluyendo su finalidad, longitud y espesor de pared, así como el empotramiento y el sello obtenido.
 - Descripción del comportamiento del suelo o del agua; estabilidad de la campana y de las paredes; pérdida de suelo; métodos de control y necesidades de bombeo.

- Datos obtenidos de la medición directa de la perforación y de la campana.
 - Descripción de los métodos de limpieza y grado de limpieza alcanzando inicialmente.
 - Elevación a la cual se encontró el material de apoyo y su descripción; velocidad de perforación; y conclusiones alcanzadas con respecto a la calidad de dicho material de apoyo.
 - Verificación del grado de limpieza justamente antes de colocar el concreto.
 - Registro de la profundidad del espejo de agua dentro de la perforación y gastos de infiltración dependiendo el tipo de suelo, antes de colocar el concreto.
 - Registro de la inspección del acero de refuerzo en cuanto a posición y calidad.
 - Método de colocación del concreto y de extracción del ademe. Registro de la elevación del concreto al comenzar el vibrado, si se especifica.
 - Registro de las dificultades encontradas. Este debe contener la posible inclusión de suelo, posibles huecos, posibles estrangulamiento y posible colapso del ademe.
 - Condición del concreto entregado en obra incluyendo el control del revenimiento, peso volumétrico, aire incluido, ensayos de cilindros en compresión y otras pruebas.
 - Registro de cualquier desviación de las especificaciones y decisiones tomadas al respecto.
- e) A falta de especificaciones particulares estipuladas por el proyectista de la cimentación, en general, se recomiendan las siguientes:

Localización.- En el posicionamiento de la cabeza de la pila, la desviación aceptada debe ser menor del 4 % del diámetro de la pila o hasta máximo de 10 cm en cualquier dirección. El diseño de la cimentación deberá tomar en cuenta esta excentricidad.

Verticalidad.- La tolerancia permisible está comprendida entre 1 y 2 % de la longitud final de la pila, pero sin exceder el 12.5 % del diámetro de la pila o .38 cm en el fondo, cualquiera que sea el valor más bajo.

Campanas.- El área del fondo de la campana no será menor del 98 % de la especificada. En ningún caso la inclinación del talud de las paredes de la campana será menor de 55° con la horizontal y el arranque vertical de la campana deberá tener cuando menos 15 cm de altura. El talud vertical de la campana debe ser preferentemente una línea recta o en su defecto ser cóncavo hacia abajo. En ningún caso será cóncavo hacia arriba en más de 15 cm medidos en cualquier punto a lo largo de una regla colocada entre sus extremos.

Limpieza.- Se deberá remover todo el material suelto y azolve antes de colocar el concreto. En ningún caso el espesor en el fondo de la pila de tales materiales excederá a 2.5 cm.

Concreto.- El tamaño máximo de agregado no deberá ser mayor de 20 mm.

Ademes.- Los ademes deberán manejarse y protegerse evitando que se ovalen más de ± 5 % del diámetro nominal.

RECOMENDACIONES PARA LA ORGANIZACION Y ADMINISTRACION DE OBRAS

Dos de las funciones más importantes del Ingeniero Residente son la Organización Y Administración de su obra, ya que de ellas depende básicamente el resultado positivo de la misma.

Dando por hecho que tanto el presupuesto como la planeación para ejecutar la obra, fueron debidamente estudiados por los responsables de esos aspectos en la Oficina Central, el Ingeniero Residente es el responsable de que la obra se ejecute de acuerdo a esas bases.

Guardando la debida proporción, una obra es como una empresa, en la cual el Gerente es el Ingeniero Residente, por lo que él debe actuar vigilando todos los aspectos que intervienen en la operación de esa empresa y no solamente en el aspecto técnico de eje-

cución de los trabajos, lo cual según el caso podrá delegar en otros ingenieros ayudantes a quienes él dictará criterios y sobre quienes ejercerá vigilancia por medio de los controles adecuados.

Para conseguir los resultados planeados en una obra, ésta debe ser eficientemente organizada y administrada.

A. ORGANIZACION.

A partir del criterio general trazado por los responsables de este aspecto dentro de la empresa, el Residente deberá estudiar minuciosamente la obra por ejecutar, las especificaciones, planos, programas, presupuesto y contrato para conocer perfectamente el personal y equipo que va a utilizar, así como las instalaciones previas que requerirá para una eficiente operación. Deberá programar los fletes de equipo y las requisiciones de materiales, así como sus solicitudes de recursos económicos.

Podría recomendarse al Ingeniero Residente de manera enunciativa pero limitativa, ya que mucho depende del tipo de obra, de su duración, su importe y su ubicación; que observe los siguientes puntos que le auxiliarán para una adecuada organización de su obra.

- 1.- Estudio del proyecto, programa, presupuesto y contrato.
- 2.- Elaboración del organigrama de personal.
- 3.- Elaboración del programa de utilización de equipo indicando fechas de transporte.
- 4.- Elaboración de las listas de embarque detalladas para cada transporte.
- 5.- Programación de utilización de mano de obra.
- 6.- Programación de requisiciones de materiales.
- 7.- Programación de requisiciones de recursos económicos.
- 8.- Proyecto de las instalaciones de campo y su equipamiento.
- 9.- Elección de la papelería necesaria para todos los controles de obra, registros, bitácoras y estimaciones.

B. ADMINISTRACION.

Aún en los casos que por requerirlo se cuente con un Administrador en la obra, debe fungir como subalterno del Ingeniero Residente quien tiene la responsabilidad de la obra y los conocimientos generales para obtener la máxima eficiencia de los recursos a él asignados. Es por ello que el Residente es también el Administrador general de su obra.

El residente podrá delegar la ejecución de trámites y el manejo de controles administrativos de personal, suministros, transportes, almacén, cobranza, sindicato, seguros social, etc., pero siempre deberá mantener vigilancia de que estos aspectos se cumplan correcta y oportunamente.

Es de suma importancia que el Ingeniero Residente participe directamente en la elaboración de estimaciones de obra, ya que él es el único que tiene el conocimiento total de lo que se está ejecutando, y tiene la capacidad de manejar adecuadamente el catálogo de precios unitarios y criterio para solicitar el pago de determinados conceptos adicionales, o modificaciones de precios por cambios de especificaciones o de procedimiento constructivo.

A continuación se enlistan los principales conceptos de administración que el Ingeniero Residente debe cuidar permanentemente durante la ejecución de la obra.

- 1.- Que las cuadrillas de personal consideradas en el presupuesto para cada actividad, estén integradas con los elementos idóneos para realizarla, previa verificación de la competencia y eficiencia de cada trabajador.
- 2.- Llevar cuidadosamente y al corriente la bitácora oficial y otra bitácora en la que detalladamente se anote la historia de la obra.
- 3.- Que el equipo sea el adecuado y esté completo con todos sus accesorios y herramientas necesarios para un eficaz desempeño.
- 4.- Contar en campo con una existencia mínima de las refacciones de mayor utilización y las partes o insumos más comunes.

- 5.- Controlar diariamente los avances, para verificar los rendimientos y en caso de encontrar que son menores de los estimados en el presupuesto, tomar medidas correctivas para normalizarlos.
- 6.- Elaborar cuidadosamente las estimaciones de obra efectuada, preparándolas con la anticipación debida para presentarlas puntualmente de acuerdo a las fechas establecidas.
- 7.- Controlar diariamente las listas de asistencia verificando que los tiempos extras solo sean los autorizados, basándose en el presupuesto o bien justificados por algún motivo particular.
- 8.- Ejercer vigilancia sobre el almacén y controlar que los consumos de materiales en la obra no excedan de los programados de acuerdo con la producción realizada. Controlando también la herramienta mediante vales de resguardo.
- 9.- Revisar periódicamente los programas de utilización de equipo, de mano de obra y de suministros, corrigiendo las posibles desviaciones.
- 10.- Vigilar que los controles de calidad de los materiales se estén realizando de acuerdo con las especificaciones.
- 11.- Que los trabajos de trazo y localización se lleven con la suficiente anticipación.
- 12.- Procurar que sean cordiales las relaciones entre el propio personal de obra, así como entre el personal técnico, administrativo y la supervisión.
- 13.- Vigilar permanentemente que se cumplan los compromisos del contrato, así como las obligaciones obrero-patronales, y que se observen las medidas de seguridad establecidas.
- 14.- Controlar el cumplimiento de pagos fiscales, del seguro social, así como cuotas del sindicato.
- 15.- Reportar periódicamente a la oficina central, en forma clara y resumida los avances y desarrollo general de la obra.

- 16.- Expeditar el trámite de estimaciones y cobros en obra.
- 17.- Mantener permanentemente limpia la obra y ordenado el equipo, procurando recuperar aquellos sobrantes de materiales que son útiles.
- 18.- Al término de utilización de maquinaria y equipo, deberá vigilar que todo se limpie y prepare adecuadamente para su envío a donde se le haya indicado, cuidando de remitir detalladamente cada transporte.
- 19.- Efectuar los trámites de terminación de obra: acta de recepción, balance de materiales en caso de haber recibido suministros del cliente, liquidación final, avisos de baja en el seguro social, en Hacienda y finiquito en el sindicato.

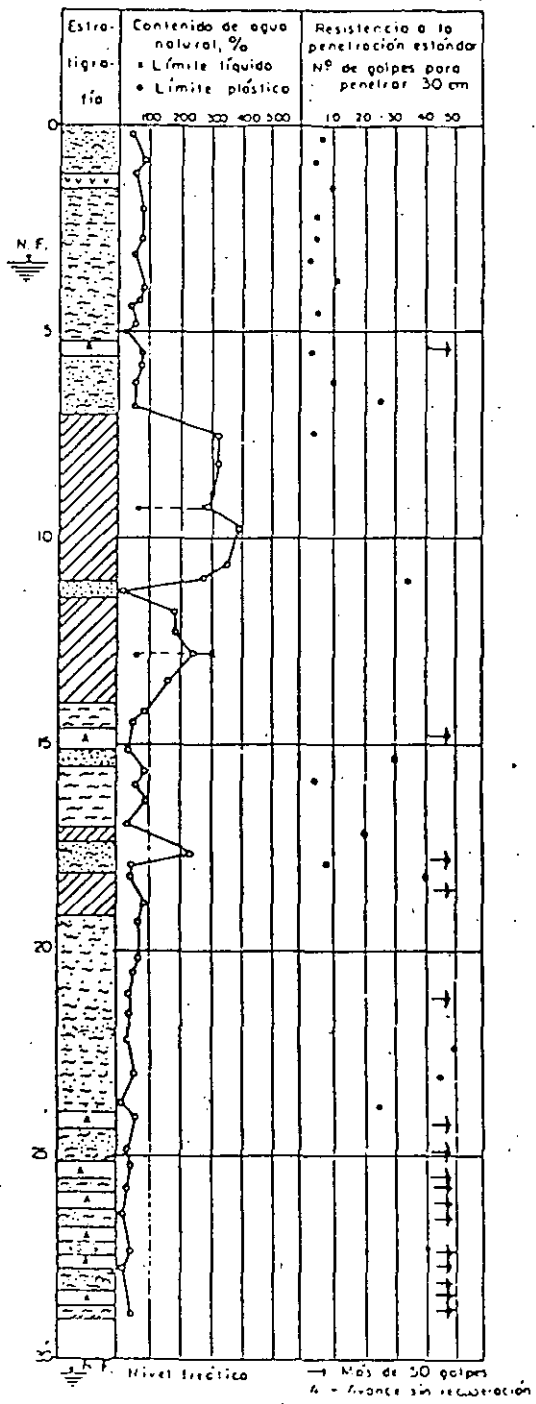
Si el Ingeniero Residente cumple debidamente con su función técnica y vigila cuidadosamente los puntos recomendados para organizar y administrar su obra, seguramente logrará buenos resultados.

BIBLIOGRAFIA

- Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes
Editado: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
- Manual del Residente de Cimentación Profunda
Editado: Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.

PREGUNTAS CORRESPONDIENTES AL CURSO DE CIMENTACIONES

- 1.- Se requiere construir una pantalla impermeable a base de agua, cemento y bentonita. Cuál será la dosificación en volúmenes de cada elemento por m^3 de mezcla, si sus especificaciones indican que el peso del cemento debe ser el 10 % del peso del agua, el peso de la bentonita debe ser el 10 % del peso del agua, y las densidades absolutas relativas del cemento y la bentonita son 3.1 y 2.3 respectivamente.
- 2.- Proporcione las observaciones que considere importantes destacar del corte estratigráfico que se anexa, desde el punto de vista de la ejecución de una cimentación.
- 3.- Enuncie la características más importantes de los lodos bentoníticos, así como su aplicación.
- 4.- Describa el procedimiento constructivo y el equipo básico, explicando las razones para su selección, que se debe aplicar en una cimentación profunda a base de elementos colados in-situ, donde los estratos de suelo son cohesivos principalmente, con algunos intermedios de arena.
- 5.- Explique el procedimiento constructivo que se debe utilizar para una cimentación profunda a base de elementos precolados.
- 6.- Seleccione el martinete adecuado para hincar un pilote de concreto reforzado con longitud de 21 m y sección de 40 cm X 40 cm. Asimismo obtenga la capacidad de carga esperada si la deformación permanente en las últimas caldas es de 1.5 mm.



RESPUESTAS CORRESPONDIENTES AL CURSO DE CIMENTACIONES.

1.- DOSIFICACION EN PESOS:

| | | |
|------------------------|---|----------|
| W_c = PESO CEMENTO | = | 100 kg |
| W_b = PESO BENTONITA | = | 100 kg |
| W_w = PESO AGUA | = | 1,000 kg |
| | | ----- |
| W_t = PESO TOTAL | = | 1,200 kg |

OBTENCION DE VOLUMENES:

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} ; \quad V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_w}$$

$$V_{sc} = \text{VOLUMEN CEMENTO} = \frac{100 \text{ kg}}{(3.1) (1 \text{ kg/l})} = 32.26 \text{ l}$$

$$V_{sb} = \text{VOLUMEN BENTONITA} = \frac{100 \text{ kg}}{(2.3) (1 \text{ kg/l})} = 43.48 \text{ l}$$

$$V_w = \text{VOLUMEN AGUA} = 1,000.00 \text{ l}$$

$$V_t = \text{VOLUMEN TOTAL} = 1,075.74 \text{ l}$$

$$\frac{V_{sc}}{V_t} = \frac{32.26 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 3.00 \% \quad \rightarrow \quad 30.00 \text{ l/m}^3$$

$$\frac{V_{sb}}{V_t} = \frac{43.48 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 4.04 \% \quad \rightarrow \quad 40.40 \text{ l/m}^3$$

$$\frac{V_w}{V_t} = \frac{1,000.00 \text{ l}}{1,075.74 \text{ l}} \times 100 = 92.96 \% \quad \rightarrow \quad 929.60 \text{ l/m}^3$$

2.- SE TRATA DE UN SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR LLEVADO HASTA -30.00 m DE PROFUNDIDAD. EL NIVEL DE AGUAS FREATICAS SE DETECTO A -3.00 m, QUEDANDO DEBAJO DE ESTE 4.00 m DE MATERIAL LIMO-ARENOSO POR LO QUE SI SE QUISIERA REALIZAR UNA EXCAVACION A CIELO ABIERTO A -5.00 m, EL BOMBEO SERIA EXCESIVO SI NO SE COLOCA UNA FRONTERA IMPERMEABLE EN EL PERIMETRO DE LA EXCAVACION, DEBIENDOLA LLEVAR APROXIMADAMENTE A -12.00 m DE PROFUNDIDAD.

ENTRE LOS -7.00 m Y -11.00 m APARECE UNA ARCILLA CON UN CONTENIDO DE AGUA NATURAL QUE REBASA EL LIMITE LIQUIDO, POR LO QUE CUALQUIER ELEMENTO COLADO IN SITU REQUERIRA DE UN ADEME A BASE DE LODOS BENTONITICOS PARA ESTABILIZAR LOS ESTRATOS SUPERIORES, Y OTRO ADEME METALICO PERDIDO PARA SOPORTAR LOS EMPUJES DEL CONCRETO EN ESTA ZONA, YA QUE EL SUELO ES INCAPAZ DE HACERLO.

PODRIA ACEPTARSE COMO ESTRATO DE APOYO PARA UNA CIMENTACION

PROFUNDA EL UBICADO A LOS -20.00 m, ACLARANDO QUE SERIA IMPOSIBLE GARANTIZAR LA FABRICACION DE CAMPANAS DEBIDO A QUE SE TRATA DE UN MATERIAL ARENO-LIMOSO BAJO AGUA, LO QUE NO GARANTIZA SU ESTABILIDAD Y POR LO TANTO SU CALIDAD EN EL DESPLANTE.

LO MAS RECOMENDABLE EN ESTE TIPO DE SUELOS ES EL UTILIZAR PILOTES CON SECCION QUE SE ACERQUE LO MAS POSIBLE A LA CIRCUNFERENCIA, CON UNA PERFORACION PREVIA QUE CIRCUNSCRIBA A LA SECCION DEL ELEMENTO PRECOLADO.

ES IMPORTANTE SEÑALAR QUE DEBIDO AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO QUE SE UTILIZA EN EL HINCADO DE PILOTES, EL ESTRATO DE APOYO MEJORARA SU CAPACIDAD DE CARGA POR EL EFECTO DE LA ENERGIA DINAMICA APLICADA.

EN EL SONDEO DE REFERENCIA SE HA CONSIDERADO COMO APOYO EL MATERIAL LOCALIZADO A -20.00 m DEBIDO A QUE LOS ESTRATOS INFERIORES SIGUIENTES TIENEN UNA RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR PRACTICAMENTE CONSTANTE.

3.- LAS CARACTERISTICAS MAS IMPORTANTES DE LOS LODOS BENTONITICOS SON LAS SIGUIENTES:

DENSIDAD O PESO ESPECIFICO -> DE 1.03 A 1.15

VISCOSIDAD PLASTICA -> DE 10 A 30 CENTIPOISES

VISCOSIDAD MARSH -> DE 35 seg A 90 seg

FILTRADO O ENJARRE -> NO MAYOR DE 5 mm

CONTENIDO DE ARENA -> NO MAYOR DEL 3%

CONCENTRACION O POTENCIAL DE HIDROGENO -> DE 7 A 10

AMEJAMIENTO -> DE 8 hrs A 24 hrs DE HIDRATACION

DOSIFICACION -> DEPENDE DEL TIPO DE BENTONITA, DEL AGUA FREATICA Y DE LAS CARACTERISTICAS QUE SE DESEEN TENGA EL LODO (DEL 3% AL 15% DE BENTONITA CON RESPECTO AL PESO DEL AGUA)

RENDIMIENTO -> CANTIDAD DE LODO QUE SE PUEDE PREPARAR CON UNA TONELADA DE BENTONITA, CON VISCOSIDAD MEDIA DE 15 CENTIPOISES

LOS LODOS BENTONITICOS SE UTILIZAN PARA ESTABILIZAR PERFORACIONES O EXCAVACIONES EN SUBSUELOS ARENOSOS Y LIMOSOS CON CIERTA COMPACIDAD BAJO NIVEL DE AGUAS FREATICAS. EN OCASIONES SE UTILIZA COMO PANTALLA IMPERMEABLE.

4.- PARA EFECTUAR PERFORACIONES EN SUELOS COHESIVOS CON ALGUNAS CAPAS INTERMEDIAS DE ARENA, SE REQUIERE EL USO DE LODO BENTONITICO CUYA DOSIFICACION DEPENDERA DEL ESTADO DE LA ARENA Y DEL ESPESOR DE LOS ESTRATOS. EN CASO DE QUE LOS ESTRATOS DE ARENA ESTEN SUELTOS CON UN ESPESOR CONSIDERABLE, LA PERFORACION DEBERA ADEMARSE CON TUBOS METALICOS RECUPERABLES O PERDIDOS; SI LOS ESTRATOS ARENOSOS SON

COMPACTOS O SEMICOMPACTOS, PODRA HACERSE USO DEL LODO BENTONITICO, SIEMPRE Y CUANDO EXISTA MANTO FREATICO.

LA SECUENCIA A SEGUIR PARA CIMENTACIONES A BASE DE ELEMENTOS COLADOS IN SITU ES LA SIGUIENTE:

- a) TRAZO Y LOCALIZACION.
- b) COLOCACION DE BROCAL EN LA PARTE SUPERIOR (DE 1.00 m A 3.00 m).
- c) PERFORACION GARANTIZANDO LA ESTABILIZACION DE LAS PAREDES.
- d) LIMPIEZA DE LA PERFORACION.
- e) INTRODUCCION DEL REFUERZO CON SEPARADORES QUE GARANTICEN EL RECUBRIMIENTO (DE 10 cm A 15 cm).
- f) COLOCACION DEL TUBO TREMIE.
- g) INTRODUCCION DEL CONCRETO POR MEDIO DEL TUBO TREMIE, COLOCANDO UNA FRONTERA EN LA PRIMERA DESCARGA PARA EVITAR EL LAVADO O CLASIFICACION DE LOS AGREGADOS. EN ESTA OPERACION SE DEBE CUIDAR QUE EL EXTREMO INFERIOR DEL TUBO TREMIE QUEDE SUMERGIDO EN EL CONCRETO DURANTE TODO EL COLADO.
- h) RETIRO DEL TUBO TREMIE Y LAVADO DEL MISMO.

SE RECOMIENDA EFECTUAR EL "DESCORCHE" DEL CONCRETO, O SEA RETIRAR APROXIMADAMENTE LOS 60 cm SUPERIORES DEL CONCRETO.

EL EQUIPO BASICO ES EL SIGUIENTE:

- 1) UNA PERFORADORA ROTARIA MONTADA SOBRE NEUMATICOS U ORUGAS, CON BARRETON DE LA SUFICIENTE LONGITUD PARA ALCANZAR EL DESPLANTE DESEADO, ASI COMO EL TORQUE REQUERIDO PARA EL TIPO DE SUELO Y DIAMETRO ESPECIFICADO.
- 2) BOTES PARA ARENA Y/O PARA ARCILLA CON SUS RESPECTIVAS BROCCAS.
- 3) BOTE DESAZOLVADOR.
- 4) EQUIPO PARA DOSIFICACION Y MANEJO DE LOS LODOS BENTONITICOS EN CASO DE SER NECESARIO.
- 5) EQUIPO DE VIBROHINCADO PARA INTRODUCIR TUBOS METALICOS EN CASO DE SER NECESARIO.
- 6) TUBO TREMIE.

5.- EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL HINCADO DE ELEMENTOS PRECOLADOS ES EL SIGUIENTE:

- a) UBICAR LA CAMA O CAMAS DE COLADO EN ZONAS ESTRATEGICAS Y LO MAS CERCA POSIBLE DE LOS PUNTOS DE HINCADO. EN CASO DE CONTAR CON AREA SUFICIENTE EN LA OBRA, LOS ELEMENTOS PRECOLADOS DEBERAN SER

TRANSPORTADOS DE LA PLANTA DE FABRICACION A LA OBRA EN PLATAFORMAS.

EL ANCHO DE LAS CAMAS DEBERA SER TAL QUE EL EQUIPO PUEDA HACER EL DESPEGUE DE LOS PILOTES DENTRO DE LAS TOLERANCIAS DE ESTABILIDAD.

b) CONTAR CON LOS MOLDES NECESARIOS SEGUN LA GEOMETRIA DEL PILOTE, COLOCANDO DESMOLDANTE PARA CONSERVARLOS.

c) COLOCAR EL REFUERZO DE LOS PILOTES DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES PROVISTO DE SILLETAS Y ASAS DE LEVANTE. EN CASO DE QUE LOS PILOTES CONSTEN DE DOS O MAS TRAMOS, DEBERAN COLARSE EN FORMA COLINEAL PROCURANDO QUE LAS PLACAS DE LAS JUNTAS COINCIDAN, FORMANDO 90 GRADOS CON EL JEJ LONGITUDINAL DEL ELEMENTO, PARA FACILITAR EL EMPATE DE LOS MISMOS EN EL PROCESO DE HINCADO.

d) DEPOSITAR EL CONCRETO EN UN SOLO FRENTE PARA LLEVAR EL CONTROL DE VIBRADO Y TERMINADO, PARA EVITAR JUNTAS FRIAS.

e) CUIDAR QUE EL CURADO DE LAS PIEZAS SE LLEVE DENTRO DE LAS ESPECIFICACIONES, PARA PODER MANIOBRAR LAS PIEZAS CON EL 55 % DE LA f'c DE DISEÑO.

f) ENTONGAR LOS PILOTES EN NO MAS DE 5 NIVELES, APOYADOS EN LOS PUNTOS EN QUE SE IGUALEN LOS MOMENTOS FLEXIONANTES QUE RESISTA LA SECCION, DEBIENDO CUIDAR QUE LOS APOYOS DE LOS DIFERENTES NIVELES ESTEN EN LA MISMA VERTICAL.

g) SI LOS SONDEOS DEL SUBSUELO ACUSAN ESTRATOS QUE PONGAN EN PELIGRO LA SANIDAD DEL PILOTE, DEBERA HACERSE UNA PERFORACION PREVIA QUE CIRCUNSCRIBA A LA SECCION DEL ELEMENTO CON EL EQUIPO ADECUADO, GARANTIZANDO LA ESTABILIDAD DE LA MISMA.

h) EL MARTINETE A USAR DEBERA SER TAL QUE GENERE UNA ENERGIA DE 0.50 kg-m POR CADA kg DE PILOTE, DANDO POR CONCLUIDO EL HINCADO AL ALCANZAR EL RECHAZO ESPECIFICADO (NO CONTINUAR EL HINCADO SI SE TIENE MENOS DE 1.00 cm DE PENETRACION POR 10 GOLPES).

6.- OBTENCION DEL PESO DEL PILOTE :

$$W_p = 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 21.00 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3 = 8,064.00 \text{ kg}$$

OBTENCION DEL PESO DEL PISTON REQUERIDO:

$$R = \frac{(0.50 \text{ m}) (W_p)}{(2.50 \text{ m})} = \frac{(0.50 \text{ m}) (8,064.00 \text{ kg})}{(2.50 \text{ m})} = 1,612.80 \text{ kg}$$

SE ELIGE EL MARTINETE COMERCIAL QUE TENGA EL PESO DEL PISTON MAS CERCANO A 1,612.80 kg, QUE EN ESTE CASO ES EL MARTINETE DELMAG D-22, CUYO PESO DEL PISTON ES DE 2,200 kg.

OBTENCION DE LA CAPACIDAD DE CARGA ESPERADA CON UNA DEFORMACION PERMANENTE DE 1.5 mm EN LAS ULTIMAS CALDAS:

$$R_s = \frac{(R^2 h)}{(R + W_p) (s + f)}$$

R = 2,200 kg
 h = 2.50 m
 Wp = 8,064 kg
 s = 1.50 mm
 f = c l = (0.3 mm/m) (21 m) = 6.30 mm

Rs = 151,138 kg
 =====



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

CURSOS ABIERTOS

" EDIFICACION "

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992

DISEÑO DE MEZCLAS

ING. J. JESUS MENDOZA ALVAREZ

PALACIO DE MINERIA

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.

MÉTODOS DE DISEÑO.

Existen numerosos métodos desarrollados con la finalidad de establecer las proporciones en que deben mezclarse los diferentes ingredientes del concreto, de manera de lograr un producto con determinadas características o propiedades.

Muchos de estos métodos suelen presentarse en forma demasiado mecanizada, de manera que su aplicación tiende a convertirse en simples ejercicios numéricos que pueden dejar poca huella en el usuario si éste no dispone de medios para reproducir y juzgar las proporciones resultantes y para valorar sus consecuencias en el concreto endurecido. De aquí la necesidad de enfatizar que el diseño de mezclas de concreto es una actividad de carácter eminentemente experimental.

Como referencias útiles en esta actividad, cabe mencionar los distintos métodos desarrollados por el Instituto Americano del Concreto (ACI), que abarcan las condiciones y requerimientos más frecuentes en el uso del concreto:

- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Normal y Pesado Comité ACI 211.]

- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto con Revenimiento Nulo.- Comité ACI211
- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Ligero
Comité ACI 211.2

Así mismo, cuando se requiere diseñar mezclas de concreto con aditivos la siguiente referencia también proporciona información útil.

- Guía para el uso de Aditivos en el Concreto
Comité ACI 212.

Los dos primeros métodos se apoyan básicamente en el uso del concepto agua/cemento como principio generador y moderador de las futuras propiedades del concreto. El tercer método sin abandonar este concepto se apoya más bien en el contenido unitario de cemento, ante la dificultad de establecer con certeza el agua neta de mezclado por el uso de agregados ligeros con elevada capacidad de absorción.

PROPIEDADES REQUERIDAS.

Si se considera que diseñar una mezcla de concreto consiste en establecer las proporciones en que deben combinarse sus ingredientes para que el producto final reunga ciertas características, es necesario distinguir las cualidades que son deseables en el concreto recién mezclado y las que demanda el concreto ya endurecido al ser puesto en servicio.

Aunque el concreto es el resultado de la combinación de varios componentes. (cemento, agua, arena, grava y, eventualmente, algún aditivo), el estudio de su comportamiento y propiedades tanto en estado fresco como ya endurecido, se facilita al considerarlo integrado por dos componentes básicos:

PASTA DE CEMENTO-AGREGADOS MINERALES.

La pasta se compone de cemento, agua y aire. Este último puede ser el que se atrapa normalmente durante el mezclado, o bien el que se promueve en forma intencional mediante el uso de un aditivo inclusor de aire. El comportamiento reológico de una pasta de cemento con aire incluido puede diferir radicalmente del de otra igual que no lo contenga.

Los agregados minerales consisten casi siempre de partículas de rocas, fragmentadas por la naturaleza o por el hombre, con dimensiones que abarcan desde algunas micras hasta varios centímetros. Se acostumbra distinguir como agregado fino, o arena, a las partículas menores de 5 mm y como agregado grueso, o grava, a las partículas mayores. Ocasionalmente se incorporan polvos minerales al concreto los cuales, por sus reducidas dimensiones, pasan a formar parte de la pasta y pueden modificar su comportamiento.

Aunque la pasta suele ser considerada como el componente "activo" del concreto, frecuentemente es deseable limitar su participación al mínimo compatible con la obtención de las propiedades requeridas, por consideraciones económicas y de otra índole.

En la Tabla 1 se indican algunas influencias, favorables unas y desfavorables otras, que la pasta y los agregados pueden ejercer sobre diferentes características y propiedades del concreto, cuya optimización deben buscarse en cada paso particular mediante el diseño adecuado de la mezcla.

REQUISITOS DEL CONCRETO FRESCO.

Al salir de la mezcladora, el concreto es una masa fácilmente deformable, integrada por cuerpos en estado sólido, líquido y gaseoso.

TABLA 1.- INFLUENCIA DE DIVERSOS ASPECTOS EN LAS CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO.

| ASPECTOS INFLUIBLES MEDIANTE SELECCION ADECUADA | | | | | | | |
|---|---------------|------------------|--------------------|---------------------------|------------------------|--------------------------|------------------------|
| INGREDIENTES DEL CONCRETO | | | | | PROPORCIONES | | |
| CEMENTO | AGREGADOS | | | ADITIVOS | AGUA/CEMENTO | GRAVA/ARENA | CONSISTENCIA |
| Características varias | Granulometría | Tamaño máximo | Forma y textura | Características varias | Calidad de la pasta | Proporción de mortero | Proporción de pasta |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |

| ASPECTO INFLUIDO | CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DESEABLES | | | | | | |
|---------------------|---|----------|---------------|---------------------|-------------|-------------|-----------------|
| | CONCRETO FRESCO | | | CONCRETO ENDURECIDO | | | |
| | ECONOMIA | COHESION | MOLDEABILIDAD | RESISTENCIA | DURABILIDAD | ESTABILIDAD | IMPERMEABILIDAD |
| 1 | x | | | x | x | x | |
| 2 | x | x | x | x | | | |
| 3 | x | x | x | x | | x | x |
| 4 | x | x | x | x | | | |
| 5 | x | x | x | x | x | x | x |
| 6 | x | x | x | x | x | x | x |
| 7 | x | x | x | | | x | |
| 8 | x | x | x | x | x | x | x |

Si se admite que en ese momento el concreto es una mezcla homogénea de ingredientes bien proporcionados y dosificados, el primer objetivo es hacerlo llegar a los moldes en esas mismas condiciones de homogeneidad. Una vez colocado en los moldes, el segundo objetivo es moldear el concreto hasta convertirlo en un cuerpo compacto, ya que muchas propiedades deseables del concreto endurecido se relacionan con su compacidad.

Para facilitar el logro de estos objetivos, la mezcla de concreto debe aportar dos condiciones necesarias:

- 1.- Debe ser lo suficientemente cohesiva para conservar su homogeneidad en el curso de su traslado de la mezcladora a los moldes con el empleo de los medios aprobados.
- 2.- Debe poseer deformabilidad adecuada a la energía con que se compacte, conforme a las características de los equipos de uso especificados.

En consecuencia, los requisitos fundamentales en el concreto fresco, los cuales deben tenerse presentes al diseñar las mezclas, consisten en que posean una cohesión satisfactoria y una consistencia adecuada a las condiciones de aplicación del concreto. Para unos materiales determinados, la satisfacción de estos requisitos dependen en buena medida de las características que se obtengan en la pasta de cemento y de su participación proporcional en el concreto. El comportamiento de la pasta como cuerpo cohesivo y deformable suele depender de aspectos tales como la finura del cemento, la proporción en que se combine éste con el agua y el uso de aire intencionalmente incluido. El requerimiento de pasta en el concreto es influido principalmente por la consistencia de ésta y por el tamaño máximo, composición granulométrica, forma y textura de los agregados.

COMPORTAMIENTO DE LA PASTA.

La pasta de cemento es una suspensión de partículas en un medio que puede visualizarse como una red de fuerzas de atracción, conocidas como de Van der Waal, son intermoleculares y no obedecen a la ley de atracción universal. Las de repulsión son electrostáticas y se deben a las cargas superficiales de las partículas. La cohesión de la pasta es el resultado del balance entre estas fuerzas. Así una pasta con

poca agua es muy cohesiva porque las partículas se encuentran en contacto una con otras y predominan las fuerzas intermoleculares de atracción sobre las de rechazo. A medida que se incrementa el contenido de agua tienden a separarse las partículas, con lo cual las fuerzas de atracción se reducen drásticamente y adquieren predominio las de repulsión, disminuyendo la cohesión. Si el contenido de agua se continúa incrementando, la pasta pierde mas cohesividad teniendo a comportarse como el agua, que es un fluido de tipo Newtoniano, esto es, sin ninguna cohesión.

Consecuentemente, las pastas de consistencia seca que tienen poca agua (muy cohesivas) requieren la aplicación de fuerzas externas, tanto o mayores que las de atracción, para separarse por la simple acción de la gravedad, dado que prácticamente no poseen cohesión. Las primeras podrían ser representativas de los concretos masivos con revenimiento nulo, que suelen requerir la aplicación de intensa energía vibratoria para ser compactados, y las segundas corresponderían a los concretos con muy alto revenimiento, que a veces se utilizan para colados por gravedad.

El comportamiento reológico de la pasta de cemento, se pone de manifiesto al ensayarla en un viscosímetro, mediante la aplicación de distintos niveles de esfuerzo cortante relacionados con sus respectivas deformaciones, con lo cual se obtiene una gráfica como en la Fig. 1. Se observa que en un cierto intervalo inicial del esfuerzo aplicado la gráfica es curva, lo cual denota una etapa de transición de la pasta entre el estado plástico y el fluido. A partir de un determinado nivel de esfuerzo, llamado de cedencia, la gráfica se vuelve una línea recta y la pasta se comporta prácticamente como un fluido sin cohesión, tipo Newtoniano. Si el esfuerzo se anula, la pasta recobra su estado plástico inicial, como ocurre en el caso del fenómeno de tixotropía, el cual es un comportamiento característico de los fluidos tipo Bingham, como la pasta de cemento.

En el caso de las mezclas de concreto de uso común, suelen buscarse que la pasta posea una consistencia más bien plástica, a la cual corresponda una cohesión adecuada para inhibir la segregación durante los movimientos previos a su colocación en los moldes. Posteriormente, para darle suficiente compacidad al concreto ya colocado, dicha cohesión se anula por las fuerzas que le transmite el equipo de vibrado con lo cual, mientras permanece actuando la vibración, la mezcla se fluidiza, permitiendo la expulsión del aire atrapado y llenando el espacio confinado por los moldes. Al cesar la vibración, la mezcla ya compactada recupera su rigidez inicial, quedando así dispuesta para iniciar el proceso de fraguado y endurecimiento.

COEFICIENTES REOLOGICOS:

$$F = \text{límite de cedencia} = k_1 M_2$$

$$U = \text{viscosidad plástica} = k_2 \cot \alpha$$

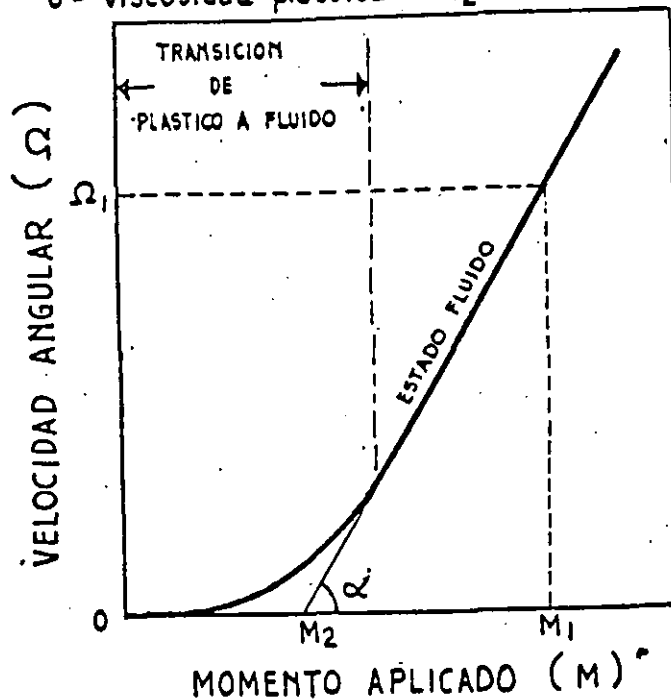


Fig. 1.- Comportamiento reológico de la pasta de cemento como fluido de tipo Bingham

Por otra parte, la pasta de cemento es la principal responsable de los cambios de volumen que ocurren en el concreto, tanto en su estado fresco como endurecido. De estos cambios, el más importante es la contracción por secado, que se denomina así por su aparente coincidencia con la pérdida de agua en el concreto. Cuando se manifiesta en el concreto aún fresco, se llama contracción plástica y, salvo en caso extremos, el concreto es capaz de absorberla sin fisurarse. No ocurre así en el concreto endurecido que, si no dispone de facilidad para contraerse sin restricciones, se agrieta irremediablemente.

La sola pasta de cemento puede contraerse entre 5 y 15 veces más que el concreto, cuya contracción reducida se debe a las restricciones que en él ejercen los agregados. De tal manera, bajo este aspecto, es deseable que la pasta de cemento, como componente del concreto, intervenga en la menor proporción que sea posible.

Aun cuando existen opiniones contravertidas respecto a las causas de la contracción por secado en la pasta, se coincide en que determinados factores la incrementan, entre los cuales se mencionan el contenido de agua y la finura, composición y consumo unitario de cemento en el concreto.

La contracción de una pasta con relación agua/cemento = 0.56 puede ser 50% mayor que la de otra con agua/cemento = 0.40. Los cementos con mayor finura y más aluminato tricálcico parecen conducir a una contracción fuerte en la pasta. En cuanto al consumo unitario de cemento en el concreto, si éste aumenta también aumenta la proporción unitaria de pasta en el mismo concreto y, no obstante que la relación agua/cemento disminuya y la resistencia se incremente, la contracción del concreto también aumenta. Como consecuencia, para reducir la probabilidad de contracción, es conveniente especificar mezclas de concreto cuyo contenido de cemento sea tan bajo como resulte compatible con el cumplimiento de las especificaciones de resistencia de la obra.

Para ilustrar lo anterior, en la fig. 2 se muestra la comparación de las contracción por secado de la pasta de cemento, el mortero y el concreto, para unas condiciones determinadas. La fig. 3 pone de manifiesto la influencia de la relación agua/cemento y del consumo unitario de cemento sobre la contracción por secado del concreto.

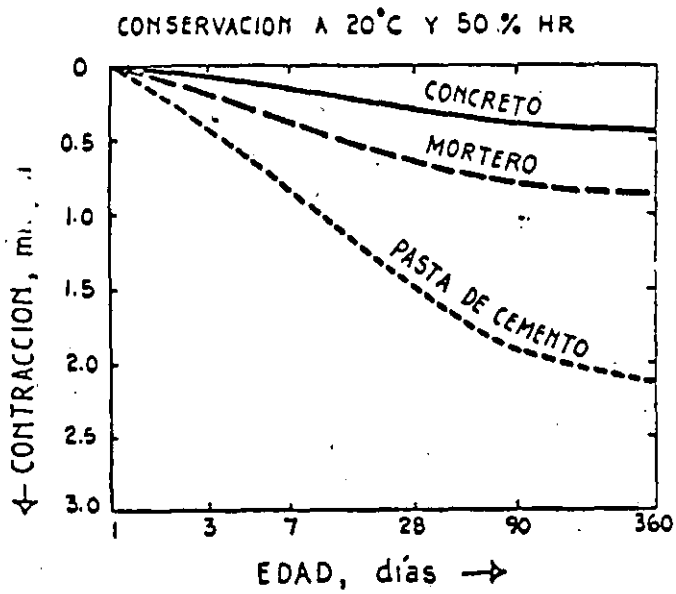


Fig. 2.- Contracción por secado comparada de concreto, mortero y pasta de cemento

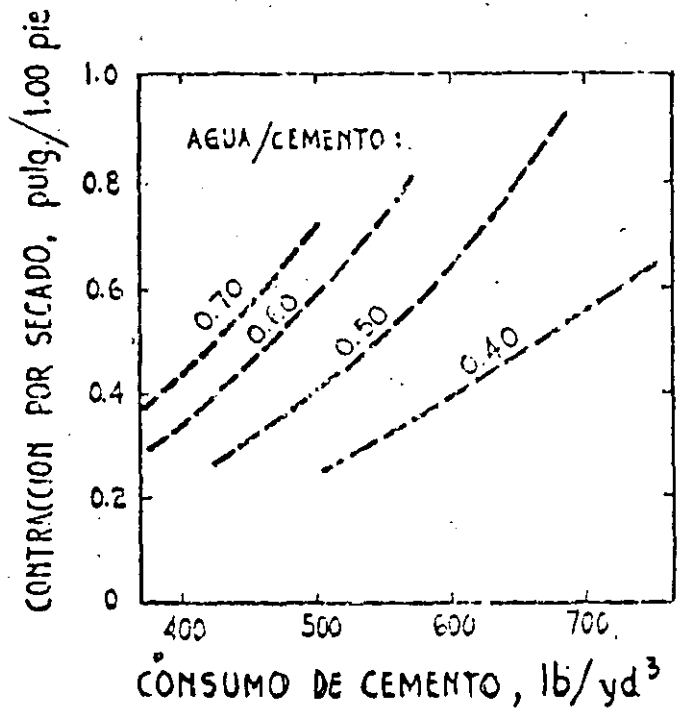


Fig. 3.- Influencia del consumo de cemento y de la relación agua/cemento en la contracción

COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS

El concreto endurecido puede ser considerado como un material de dos fases, compuesto por partículas de grava embebidas en una matriz de mortero, si se acepta que ambas fases son homogéneas e isotropas. Del mismo modo, el mortero y la pasta de cemento parcialmente hidratada pueden ser considerados como materiales de dos fases.

De esta manera, el comportamiento reológico del material, sea éste pasta, mortero o concreto endurecido, depende no solamente del comportamiento propio de cada fase sino también de su interacción. En el caso del concreto, el modelo más aplicado para su análisis lo identifica como un material con un alto porcentaje de partículas gruesas, las cuales tienden a ser esféricas, distribuidas con uniformidad en una matriz de mortero razonablemente homogénea, compuesta de partículas menores embebidas en pasta de cemento.

Sin embargo, existen numerosas situaciones que invalidan esta concepción teórica del concreto. Las gravas no siempre se encuentran uniformemente rodeadas de mortero, sobre todo cuando se emplea granulometría discontinua, ni su forma tiende a ser esférica cuando se produce por trituración. Asimismo - una compactación deficiente o la presencia de sangrado pueden originar la formación de macrovacíos, creándose condiciones de frontera entre el agregado grueso y la matriz de mortero.

Resulta entonces evidente la repercusión que tienen las características de los agregados en el comportamiento del concreto, lo cual se reconoce al aceptar que una misma pasta de cemento puede dar origen a concretos con muy diferentes características y propiedades, conforme se combinen los agrega-dos.

Entre las características de los agregados que suelen repercutir de manera más significativa en las proporciones de la mezcla cuando ésta se diseña, pueden citarse el tamaño máximo, la composición granulométrica la forma de las partículas y su textura superficial.

En la práctica, es dable influir en la selección del tamaño máximo y en la composición granulométrica de la grava, si ésta se divide en dos o mas fracciones. También existe alguna probabilidad de influir en la granulometría de la arena combinándola con otra y, en cuanto a la forma de las partículas, si éstas son trituradas mediante una acertada selección del equipo de trituración. No suele existir posibilidad de ejercer influencia en la textura superficial de las partículas, por ser ésta una característica propia de las diferentes rocas, del modo como se fragmentaron y del acarreo sufrido antes de depositarse, en el caso de agregados naturales.

De manera general, cuando se diseñan mezclas de concreto, es conveniente manejar estos aspectos con los siguientes criterios operativos:

- 1.- Tamaño máximo y la composición granulométrica de la grava deben seleccionarse con base a resultados comparativos obtenidos sobre algunas mezclas de prueba, tomando en cuenta la granulometría de los agregados disponibles, las características geométricas y de refuerzo de las estructuras las aptitudes y capacidades de los equipos accesibles para el mezclado, transporte y colocación del concreto y, finalmente, el nivel de la resistencia requerida.

2.- Los efectos adversos producidos por una granulometría inadecuada en la arena o por una forma deficiente de las partículas de grava pueden llegar a minimizarse incrementando el contenido unitario de mortero y/o de pasta de cemento en el concreto. También puede intentarse el uso de un aditivo plastificante que incluya aire.

3.- La falta de manejabilidad y tendencia al sangrado, que suelen presentarse con agregados de textura superficial áspera, también pueden reducirse a límites tolerables - aumentando el contenido unitario de pasta de cemento y/o con el uso de un agente inclusor de aire.

A continuación se describen algunas tendencias normales en cuanto a los efectos que pueden esperarse en el concreto como resultado de variaciones en las mencionadas características de los agregados.

TAMAÑO MAXIMO DE LA GRAVA.

Conforme aumenta el tamaño máximo de la grava disminuye la superficie específica y el contenido de vacíos de los agregados. Consecuentemente, también disminuye la proporción de pasta que se requiere en el concreto, según se observa en la Fig. 4. De acuerdo con esta tendencia, si la calidad de la pasta gobierna la del concreto, debe ser conveniente, por economía y por baja contracción emplear el tamaño - más grande de grava que resulte compatible con las características de la estructura y de los equipos.

El concepto anterior tiene validez limitada, debido al papel que juega la adherencia entre la pasta y el agregado en el comportamiento del concreto bajo carga. Si se define como tamaño máximo óptimo aquél con el cual se logra la mayor eficiencia del cemento, existe evidencia de que, conforme aumenta la resistencia requerida en el concreto, tiende a disminuir el tamaño óptimo, según se pone de manifiesto en la Fig. 5.

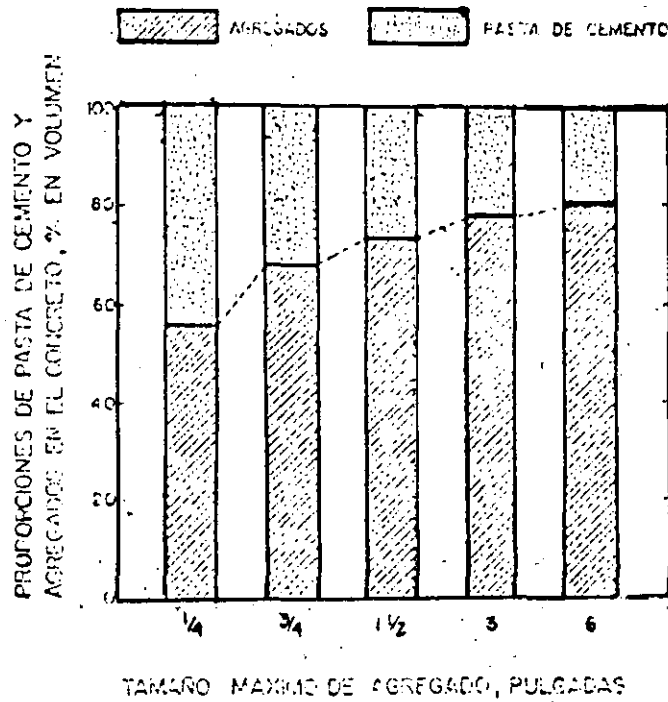


Fig. 4.- Influencia del tamaño máximo del agregado sobre el requerimiento de pasta en el concreto

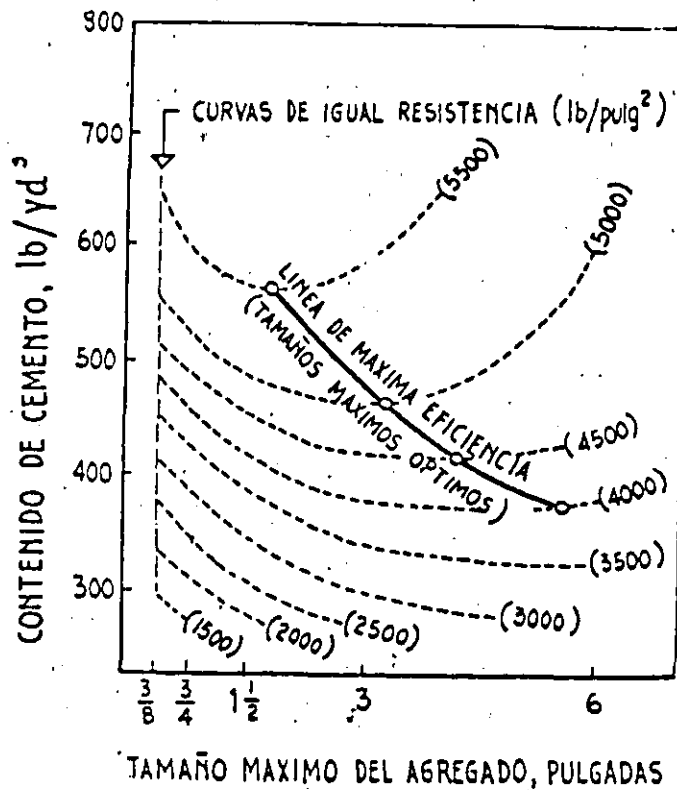


Fig. 5.- Influencia del nivel de la resistencia en el tamaño máximo óptimo del agregado

Como consecuencia de esta limitación, puede decirse en términos generales que, para concretos con resistencias requeridas de hasta 300 kg/cm² aproximadamente, es válido el criterio de emplear el tamaño más grande de grava que sea compatible con las condiciones de aplicación del concreto. Para resistencias más altas es recomendable efectuar algunas pruebas con los agregados disponibles, con objeto de definir el tamaño máximo más conveniente para las condiciones dadas.

Otra limitación como la precedente se refiere a los concretos que se diseñan por flexión, como en el caso de los pavimentos rígidos. En este caso también existe evidencia en el sentido de que, para una determinada relación agua/cemento, la resistencia a flexión disminuye al aumentar el tamaño máximo del agregado.

GRANULOMETRIA DE LA GRAVA.

Con frecuencia se considera que si se asegura la participación del agregado grueso en una proporción adecuada dentro del concreto, su distribución intrínseca de tamaños no ejerce influencia significativa en los resultados. Esta consideración es suficientemente aceptable mientras sólo se requiera en el concreto una determinada resistencia a la compresión, principalmente si ésta no es demasiado alta.

Aunque no existe un procedimiento generalmente aceptado para establecer la "granulometría ideal", del agregado grueso, suelen prevalecer dos tendencias, según se pretenda una granulometría continua o discontinua, como se comparan esquemáticamente en la Fig. 6.

En las curvas de granulometría continua, por lo general con tendencia parabólica, se fomenta el incremento proporcional de partículas a medida que aumenta su tamaño, tratando de buscar un efecto de "rodamiento", que redunde en beneficio de la manejabilidad del concreto. Esta tendencia suele encontrarse en los "usos granulométricos" contenidos en algunas especificaciones como la ASTM C 33.

La granulometría discontinua consiste en suprimir partículas en un determinado intervalo dimensional, haciendo una selección adecuada para que las partículas menores puedan ser "empacadas" durante la compactación del concreto en los intersticios de las partículas mayores con lo cual puede lograrse una masa más compacta y más resistente a esfuerzos de compresión. En este caso, al contrario que con la granulometría continua, las mezclas resultan poco trabajables por la interferencia de partículas y se requiere más energía para su compactación.

Sin pretender generalizar, puede considerarse razonablemente adecuado al criterio de tender a utilizar un agregado grueso continuamente graduado para los usos normales del concreto en obra y estimar la posibilidad del empleo de granulometría discontinua para elementos de concreto de muy alta resistencia, colados en condiciones que permitan garantizar su completa y eficiente compactación.

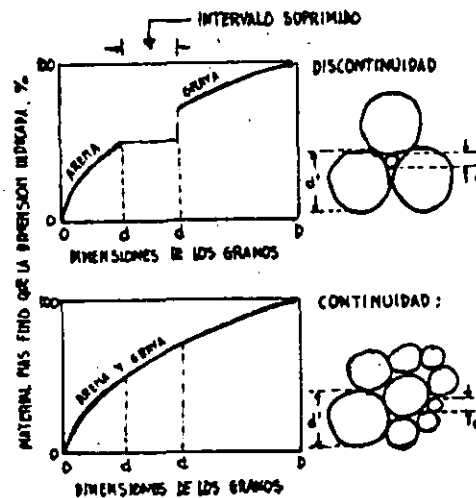


Fig. 6.- Comparación grafica de la granulometría continua y discontinua en los agregados

GRANULOMETRIA DE LA ARENA.

La composición granulométrica de la arena suele identificarse por su módulo de finura, como se define en la especificación ASTM C 33, considerándose que un módulo de finura menor de 2.30 es representativo de una arena demasiado fina y mayor de 3.20 como correspondiente a una demasiado gruesa.

Aun cuando el módulo de finura no da una medida precisa de la verdadera distribución de tamaños en la arena, en la práctica resulta útil y algunos métodos de diseño de mezclas, como los del ACI mencionados al principio, lo utilizan como dato importante.

El requerimiento de pasta en el concreto puede estar relacionado con la granulometría de la arena pero, tal como se observa en la Fig. 7, el efecto en ese sentido puede minimizarse si se determina experimentalmente el contenido óptimo de la arena disponible, ya sea que ésta sea fina o gruesa, pero dentro del intervalo granulométrico aceptable.

En los casos en que se requiere trabajar con arenas demasiado gruesas, puede resultar de utilidad el empleo de un agente inclusor de aire, por que las "partículas neumáticas" incluidas pueden actuar como compensatorias de las finas que faltan en la arena. En estas circunstancias resulta conveniente hacer el ajuste necesario en el contenido original de arena, considerando que aproximadamente, el 50% del aire incluído pasa a formar parte de ésta.

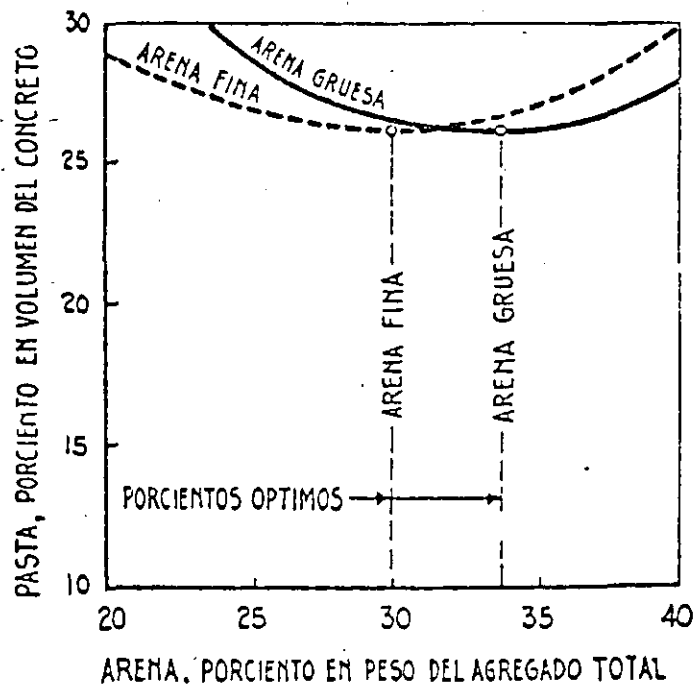


Fig. 7.- Influencia de la granulometría de la arena en su proporción óptima, que requiere menos pasta

Asimismo es necesario ajustar la relación agua/cemento, para tomar en cuenta la disminución de resistencia - que el aire incluido suele producir.

REQUISITOS DEL CONCRETO ENDURECIDO.

La primera cualidad que se apreció en el concreto desde sus principios fue su aptitud para resistir esfuerzos de compresión, de lo cual derivó tal vez la costumbre de - comprobar únicamente esta propiedad como medida de su calidad. Al difundirse y diversificarse la aplicación del concreto se le reconocieron también limitaciones, tales como - su reducida capacidad para resistir esfuerzos de tensión y su tendencia a contraerse con el tiempo. La primera se pudo superar con el uso del acero de refuerzo y la segunda dió origen a los llamados cementos expansivos.

Posiblemente respaldada por relaciones de dependencia entre la resistencia a compresión y otras propiedades deseables, la costumbre de comprobar principalmente la calidad del concreto mediante pruebas a compresión prosperó y se extendió hasta el presente. No obstante, sin detrimento aparente de esta práctica, se desarrolló la necesidad de fomentar otras características convenientes, para cuya satisfacción deberían adoptarse las precauciones necesarias durante el diseño de las mezclas de concreto.

RESISTENCIA A COMPRESION.

En 1892 Feret, en Francia, estableció la primera expresión empírica para relacionar la resistencia mecánica del mortero de cemento y su proporción de vacíos, siendo - estos los espacios ocupados por el agua y el aire. En 1918 Abrams, en los EEUU, introdujo el concepto agua/cemento mediante su conocida expresión de carácter empírico:

$$S = \frac{A}{B^x}$$

en donde S es la resistencia a compresión del concreto a una cierta edad, A y B son constantes que dependen de la edad, las condiciones de trabajo y la calidad del cemento y x es la relación agua/cemento en volumen. En 1923 Talbot y Richart, también en los EEUU se apoyaron en los conceptos desarrollados por Feret para proponer una expresión que determina la resistencia en términos de la relación cemento/espacio, que equivale al volumen sólido de cemento entre el volumen de los vacíos en la pasta.

En la actualidad se reconoce que la resistencia de la pasta (y del concreto) es un atributo del gel que resulta de la hidratación del cemento. La resistencia propia del gel es una característica intrínseca que varía poco por efecto de los cambios de composición en el cemento, de modo que la resistencia de la pasta en un momento dado más bien depende de la concentración del gel por unidad del volumen de pasta que exista en ese momento. Al considerar la resistencia en función de los productos de hidratación existentes en el volumen total de la pasta, se inhibe la influencia que ejercen los cambios de composición del cemento, de las condiciones de temperatura y humedad y de otros aspectos que suelen limitar la aplicación de la relación agua/cemento de manera general. En la Fig. 8 se muestra la forma como varía la resistencia del mortero a compresión en función de la llamada relación gel/espacio de la pasta.

Este comportamiento confirma que la resistencia de la pasta, el mortero y el concreto, como en el caso de otros materiales, está gobernada por el concepto de porosidad esto es, la proporción de volumen sólido presente en un cierto espacio total disponible. De acuerdo con ello, la resistencia tiende a incrementarse con el consumo unitario de cemento y a reducirse con el contenido de agua y aire.

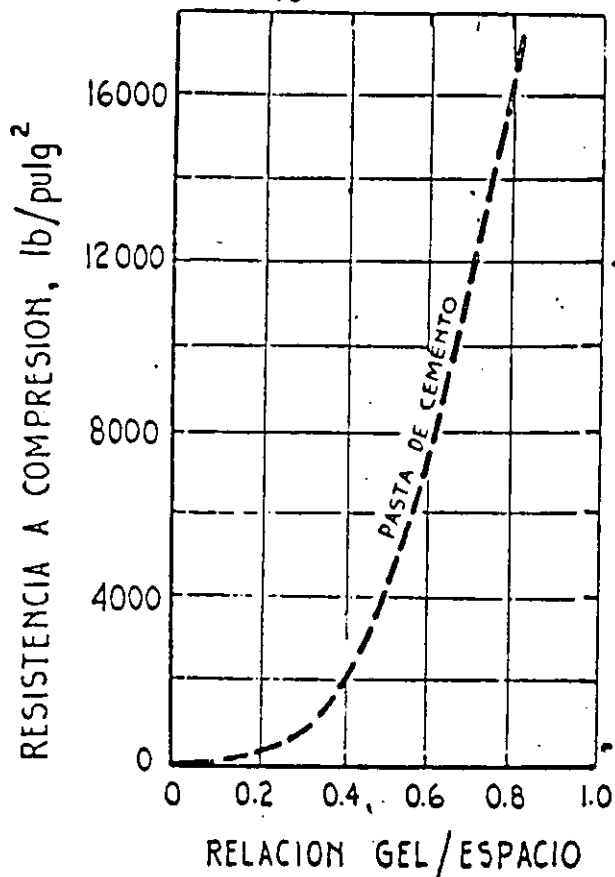


Fig. 8.- Influencia de la relación gel/espacio de la pasta de cemento en la resistencia del mortero

No obstante lo anterior, la estimación de la resistencia en función de la relación agua/cemento sigue siendo factible si no se producen cambios significativos en las características del cemento y se reglamentan las condiciones de curado y la edad de prueba. Para su aplicación en el diseño de mezclas de concreto, el concepto agua/cemento suele complementarse con la llamada regla de Lyse según la cual, para unos materiales determinados, el consumo de agua requerido para obtener una cierta consistencia permanece aproximadamente constante y es independiente de la relación agua/cemento que se utilice.

IMPERMEABILIDAD.

Con frecuencia se supone que teniendo el concreto en sí mismo un coeficiente de permeabilidad bastante bajo - (del orden de 10^{-8} cm/s), puede considerarse impermeable pa

ra fines prácticos. Sin embargo, la proporción de estructuras de concreto que requieren de la aplicación de recubrimientos su per fi ci al e s para h a c e r l a s v e r d a d e r a m e n t e r l a s i m p e r m e a b l e s co n s i d e r a b l e.

Aunque la mayoría de la veces estas manifestaciones de permeabilidad son relacionables con fisuras o defectos de construcción es conveniente tener presente ciertas precauciones cuando se diseña una mezcla de concreto, si se pretende aplicarla en una estructura que vaya a estar en contacto con agua.

La impermeabilidad del concreto es importante no solamente para impedir el paso del agua sino también para pro te ger ad e c u a d a d a m e n t e l a co r r o s i o n, principalmente cuando existe un medio ambiente o de contacto con carácter corrosivo, como ocurre en las estructuras para obras marítimas.

Tal como se indica en la Fig. 9, la permeabilidad de la pasta de cemento está relacionada con su porosidad y, como ésta depende de la relación agua/cemento, resulta entonces que ésta relación gobierna también la impermeabilidad del concreto. En la Fig. 10 se indica el tipo de dependencia que suelen presentar la resistencia y la permeabilidad del concreto con respecto a su relación agua/cemento.

Conforme a lo anterior, para lograr un concreto que sea prácticamente impermeable, debe usarse una relación agua/cemento suficientemente baja (menor de 0.5), de b e pro cu r a r se la m á x i m a co m p a c t a c i o n de la m e z cl a y d e b e ma n t e n e r e l co n c r e t o h ú m e d o d u r a n t e un pe r i o d o i n i c i a l ad e c u a d o (no men or de 14 d í a s), para que el ce m e n t o se h i d r a t e no r m a l m e n t e.

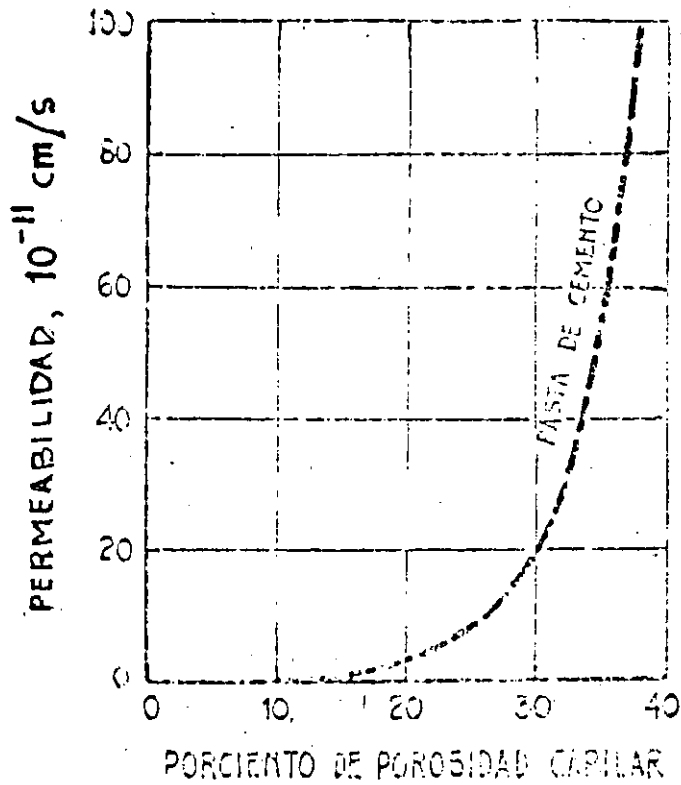


Fig. 9.- Influencia de la porosidad capilar en la permeabilidad de la pasta de cemento

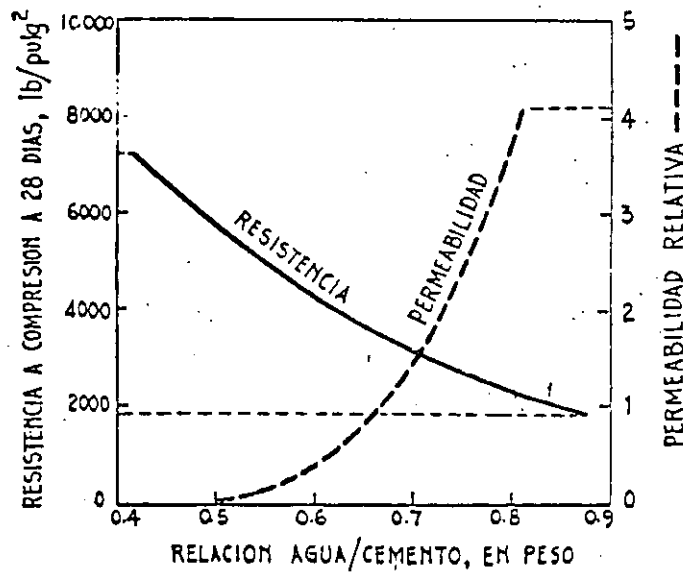


Fig. 10.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la resistencia y permeabilidad del concreto

DURABILIDAD.

La durabilidad del concreto es una propiedad bastante ligada a su impermeabilidad. Por ello, suele recomendarse el empleo de una relación agua/cemento no mayor de 0.45 cuando las condiciones de exposición y servicio de la estructura hacen temer su durabilidad.

En países de climas muy fríos, la durabilidad del concreto expuesto a la intemperie se relaciona más bien con su aptitud para resistir los efectos de la congelación y el deshielo. En estos casos, es requisito normal especificar el uso de un agente incluser de aire para el diseño y aplicación de las mezclas de concreto, ya que las pequeñas burbujas de aire incluido proporcionan una adecuada defensa contra los efectos de la congelación del agua en el interior del concreto endurecido. Para que el contenido de aire sea eficaz en este sentido, pero que no ocasione excesiva pérdida de resistencia, el aditivo debe dosificarse de manera de lograr entre 7 y 9% de aire en la fracción mortero del concreto.

La durabilidad del concreto también puede ser afectada por reacciones químicas indeseables en las que interviene el cemento. Por ejemplo, en presencia de una alta concentración de sulfatos, éstos pueden reaccionar con el aluminato tricálcico del cemento para formar sulfoaluminato, cuya formación se acompaña de expansiones que pueden reventar al concreto. La medida de protección adecuada contra este riesgo, en la etapa del diseño de las mezclas, consiste en seleccionar un cemento que, como el tipo V, posea bajo contenido de aluminato tricálcico.

Otra reacción indeseable es la que a veces se produce entre cierto tipo de sílice contenida en algunos agregados y los alcalis del cemento. En este caso, el medio -- más efectivo de prevención consiste en seleccionar un cemento cuyo contenido de álcalis totales sea inferior a 0.60%. También suele ser útil el empleo de un material puzolánico que sea realmente eficaz para inhibir dicha reacción, cuyos efectos también se manifiestan en el concreto como reventones causados por expansión interna.

ESTABILIDAD VOLUMETRICA.

Según se mencionó al tratar el comportamiento de la pasta de cemento, ésta es responsable de los cambios volumétricos del concreto conocidos como contracción por secado. En consecuencia, una buena manera de limitarlos consiste en diseñar mezclas con el mínimo contenido de pasta que sea compatible con la obtención de los otros requisitos del concreto hidráulico, que son más susceptibles a los efectos de la contracción por secado, esa forma de limitar la pasta no siempre resulta suficiente para evitar el agrietamiento.

Esta circunstancia ha dado cierto impulso al empleo de cementos expansivos en ese tipo de estructuras, con cuya utilización se logra compensar la contracción y evitar las fisuras correspondientes. En la fig. 11 se muestra la comparación de las contracciones y expansiones de un concreto normal y de otro con cemento expansivo, compensador de la contracción.

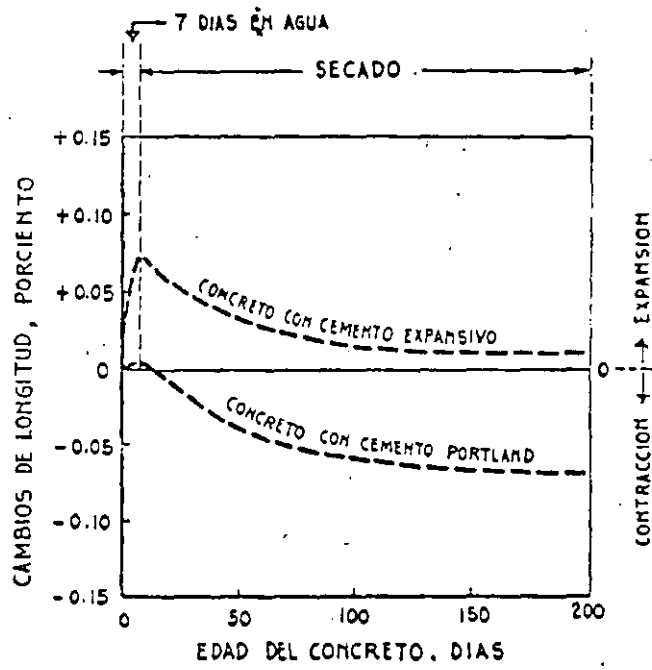


Fig. 11.- Cambios de longitud por secado en concretos con cementos Portland y expansivo

Otra circunstancia que fomenta cambios volumétricos en el concreto es la variación de temperatura. El concreto, como otros materiales, se dilata al calentarse y se contrae al enfriarse. Cuando las variaciones térmicas provienen del exterior, sus efectos en la estructura deben prevenirse mediante refuerzo de temperatura y juntas de contracción y/o dilatación localizadas en función de las características de la estructura, la magnitud previsible en los cambios de temperatura, la proporción de acero de refuerzo y el coeficiente de dilatación térmica del concreto.

Hay otra fuente probable de elevación de temperatura en el concreto, que es de carácter interno y que se debe al calor que genera el cemento al hidratarse. Este hecho suele tomarse en cuenta únicamente en el caso de estructuras voluminosas, en las que no existen facilidades para la rápida disipación de ese calor. En estos casos, las medidas más inmediatas de prevención consisten en reducir el mínimo posible el consumo unitario de cemento y en seleccionar uno que genere menos calor al hidratarse como el --- Portland tipo II, que es de moderado calor de hidratación. También puede resultar conveniente el empleo de un buen material puzolánico, ya que las reacciones químicas en que interviene generan menos calor que las relativas al cemento. En situaciones extremas, se acude al pre-enfriamiento del concreto fresco y/o al post-enfriamiento del concreto endurecido.

RESISTENCIA A TENSION.

Debido a que el concreto tiene una capacidad bastante mayor para resistir los esfuerzos de comprensión que los de tensión, y dado que en cualquier condición de carga suelen estar presentes ambos, la falla del concreto casi siempre está asociada, en última instancia, con una falla por tensión. Esta situación es particularmente válida para estructuras en las que las condiciones de carga son a flexión, como en el caso de los pavimentos de concreto hidráulico, en donde el diseño de las mezclas se realiza con la

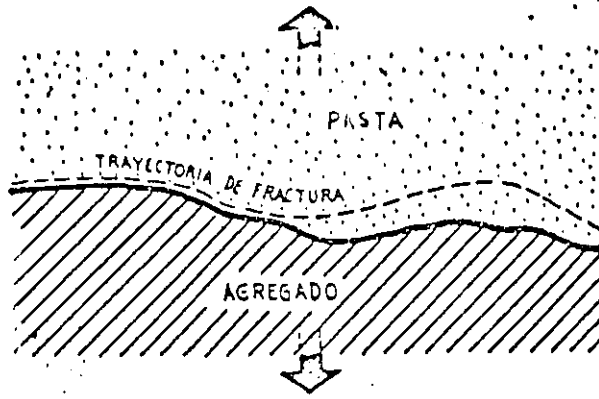
finalidad de obtener una cierta resistencia a tensión por flexión.

En el desarrollo de la resistencia a tensión, las características de forma y textura de los agregados juegan un papel importante, dado que las variaciones en éstas pueden - originar diferencias notables en las condiciones de frontera entre los agregados y la pasta y, consecuentemente, en su interacción cuando el concreto es sometido a esfuerzos de tensión.

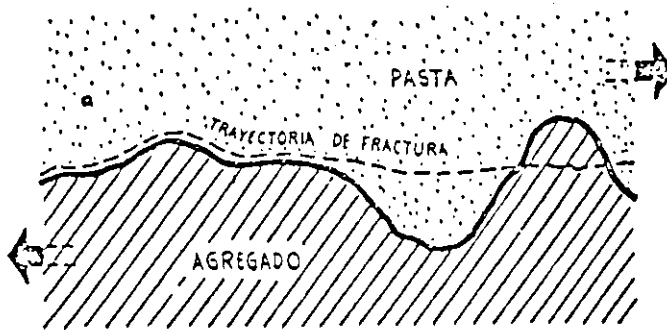
Si el concreto se hace trabajar a flexión hasta la falla, se producen fracturas en la vecindad del contacto pasta-agregado que pueden ser del tipo de falla por tensión o por cortante, según se indica esquemáticamente en la Fig. 12, en donde se destacan cuatro tipos principales de fractura:

- a) Por adherencia entre pasta y agregado
- b) Por tensión en la pasta.
- c) Por cortante en la pasta.
- d) Por cortante en el agregado

La falla por adherencia depende básicamente de la calidad de la pasta y de la forma y textura del agregado, de las cuales sólo es factible influir en la primera. En la Fig. 13 se indica la forma de dependencia que parece existir entre la relación agua/cemento de la pasta y su adherencia con el agregado. Se observa que en un cierto intervalo la adherencia mejora al disminuir la relación agua/cemento, pero llega un punto en que una mayor reducción de esta última produce el efecto contrario. Asimismo, la falla de la pasta por tensión o por cortante debe depender de su relación agua/cemento de un modo similar a como ésta influye en su resistencia a la compresión.



A) FALLA PRODUCIDA POR TENSION



B) FALLA PRODUCIDA POR CORTANTE

Fig. 12.- Tipos comunes de fractura en la zona de falla agregado-pasta de cemento

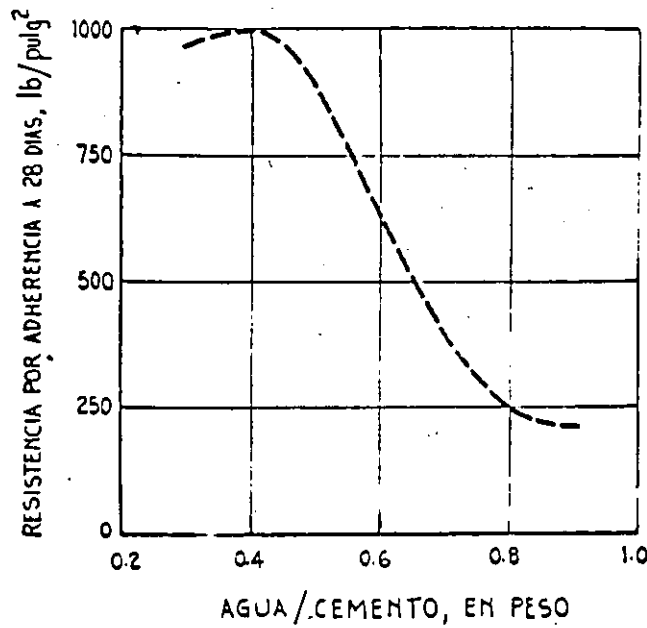


Fig. 13.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la adherencia agregado-pasta de cemento

En la falla del agregado por cortante suelen influir su calidad, forma y tamaño máximo. Las partículas de formas redondeadas generalmente producen fallas por adherencia y no por cortante, debido a la regularidad de las superficies, sin la presencia de protuberancias que puedan representar planos de debilidad.

Como se indica en la Fig. 14 existe alguna evidencia en el sentido de que el aumento de tamaño máximo en el agregado produce cierta disminución en la resistencia por cortante entre éste y la pasta. Esta observación parece confirmar la conveniencia indicada con anterioridad, en el sentido de limitar el tamaño máximo del agregado, por consideraciones de esta naturaleza, cuando las mezclas de concreto se diseñan por flexión.

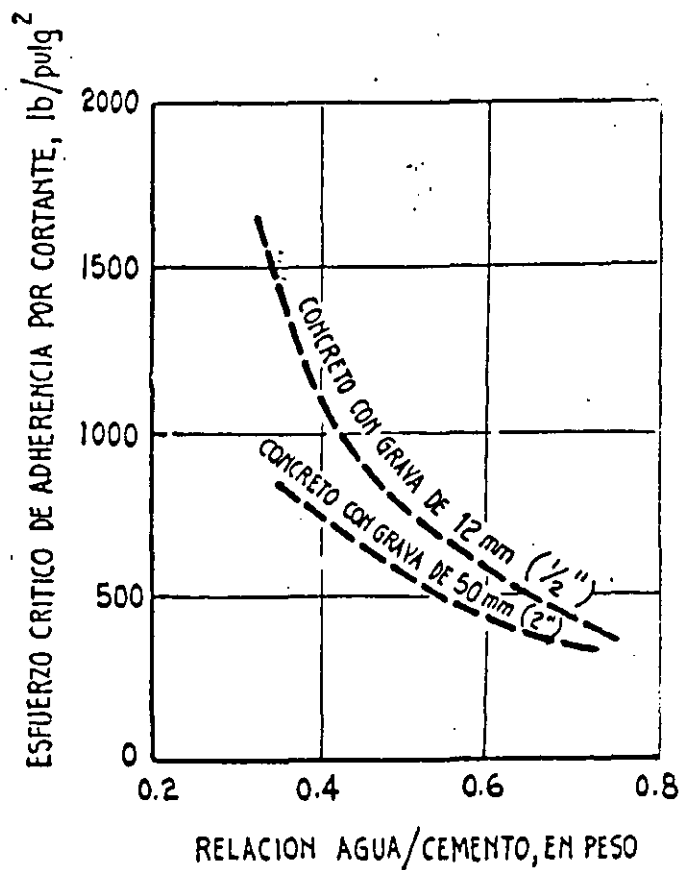


Fig. 14.- Influencia del tamaño máximo de grava en la adherencia por cortante agregado-pasta

CONCRETO BOMBEADO.

El diseño de una mezcla de concreto para ser bombeada, sobre todo en condiciones en que hay que salvar grandes distancias o fuertes desniveles, suele presentar requerimientos que conducen a la necesidad de hacer concesiones en cuanto a las propiedades del concreto endurecido, en beneficio de las características deseables en el concreto fresco. Por ejemplo, en estos casos es frecuentemente necesario limitar el tamaño máximo del agregado en función del diámetro de la tubería, aumentar el contenido de agua para hacerla más fluida y así reducir la fricción con la tubería y la presión requerida para conducirla.

En la fig. 15 se comparan esquemáticamente las proporciones de dos concretos diseñados para la misma resistencia de proyecto, con diferentes requerimientos para ser trans

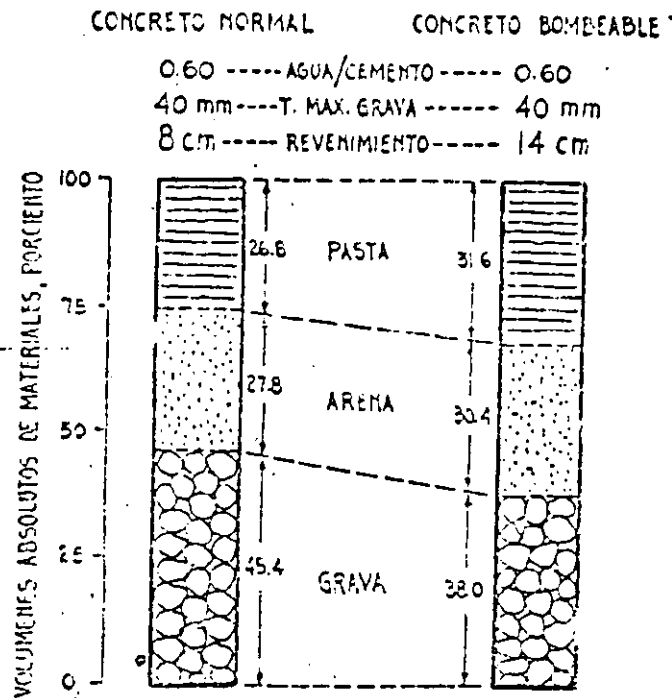


Fig. 15: Tendencias comunes en los cambios de las proporciones de materiales para concreto bombeable.

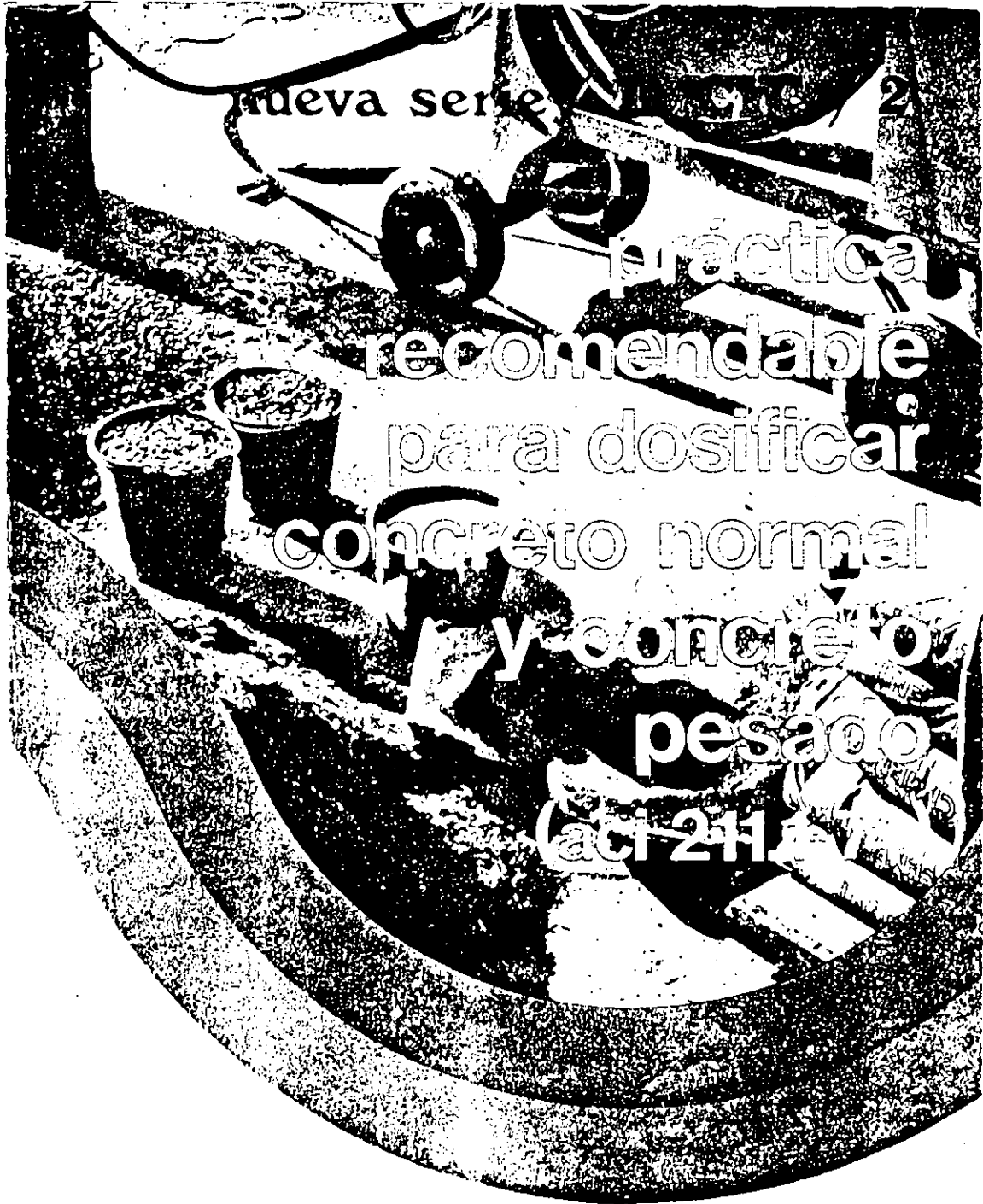
portados: uno con los equipos normales que permiten el uso de un revenimiento de 8 cm. y el otro para ser bombeado con un revenimiento de 14 cm. Resulta evidente que la aceptación de - criterios opuestos en el diseño de esta última mezcla deriva de las ventajas que determinadas condiciones puede ofrecer el uso de de la bomba por medio de colocación del concreto.

La práctica recomendada por el Comité ACI 304 es - también una referencia útil para el diseño de mezclas de con creto bombeable.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- ACI-211.1-81 "Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo" IMCYC.
- 2.- ACI Committee 211.2. "Recommended Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete", Detroit, 1969.
- 3.- Comité ACI 212 "guía para el empleo de aditivos en el concreto ", IMCYC, 1974
- 4.- ACI Committee 311, "ACI Manual of Concrete Inspection", Publication SP-2, Detroit, 1975.
- 5.- U.S. Bureau of Reclamation, "Concrete Manual", Eighth Edition, Washington, 1975.
- 6.- ASTM Designation C 33, "Standard Specification for Concrete Aggregates", Philadelphia, 1975.
- 7.- Powers, T.C. "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste", Journal of American Ceramic Society. Jan., 1958.
- 8.- Comité ACI 304, "Colocación del concreto por métodos de bombeo", IMCYC, 1974.
- 9.- A.M. Neville, "Tecnología del concreto" Tomo 3, IMCYC, 1984.

A N E X O S



INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

ALCANCE

1.1. Esta práctica recomendable describe los métodos para seleccionar las proporciones de los concretos elaborados con agregados de peso volumétrico normal y alto (que se distinguen de los agregados de peso ligero y de alta densidad especial) y de trabajabilidad apropiada para la construcción común en el sitio de la obra (que se distingue de las mezclas especiales para la fabricación de productos de concreto).

1.2. Los métodos constituyen una primera aproximación a las proporciones que deben constatarse mediante las mezclas de prueba efectuadas en el laboratorio o en el campo y ajustarse, en la medida que sea necesario, para producir las características deseadas para el concreto.

1.3. Se han utilizado las unidades del sistema métrico en el cuerpo del texto.

1.4. Los métodos de prueba mencionados en el texto se incluyen en el Capítulo 9.

INGENIERIA
INTEGRAL

PROCEDIMIENTOS PARA LA DOSIFICACION DE CONCRETO NORMAL

5.1. El procedimiento para la selección de las proporciones de la mezcla incluido en esta sección es aplicable para el concreto de peso normal. Aunque puede utilizarse la misma información básica y procedimientos para obtener el proporcionamiento del concreto pesado, en los Capítulos 7 y 8 se incluye información adicional, así como un ejemplo de cálculo para este tipo de concreto.

5.2. La estimación de los pesos requeridos para las mezclas de concreto comprende una secuencia de pasos lógicos y directos que, en efecto, concuerda con las características de los materiales disponibles para obtener una mezcla apropiada para la obra. Frecuentemente el problema de la adaptabilidad no se le deja al individuo que selecciona las proporciones. Las especificaciones de la obra pueden contener todos o algunos de los siguientes puntos:

5.2.1. Relación agua/cemento máxima

5.2.2. Contenido mínimo de cemento

5.2.3. Contenido de aire

5.2.4. Revenimiento

5.2.5. Tamaño máximo del agregado.

5.2.6. Resistencia

5.2.7. Otros requerimientos que se relacionen con temas tales como resistencia de sobrediseño, aditivos y tipos especiales de cemento o agregado.

5.3. Independientemente de que las características del concreto se señalen en las especificaciones o se dejen al individuo que seleccione las proporciones, el establecimiento de los pesos de la mezcla por metro cúbico de

concreto puede obtenerse mediante la siguiente secuencia:

5.3.1. *Paso 1. Elección del revenimiento.* Si el revenimiento no está especificado, se puede elegir un valor apropiado para la obra de acuerdo a la Tabla 5.3.1. Los valores del revenimiento mostrados son aplicables cuando se utiliza la vibración para compactar el concreto. Deben usarse mezclas de consistencia muy rígida, que puedan colocarse eficientemente.

Tabla 5.3.1. Revenimientos recomendables para diversos tipos de construcción

| Tipos de construcción | Revenimiento, cm | |
|--|------------------|--------|
| | Máximo* | Mínimo |
| Muros y zapatas de cimentación de concreto reforzado | 8 | 2 |
| Zapatas simples, cajones y muros de la subestructura | 8 | 2 |
| Vigas y muros de concreto reforzado | 10 | 2 |
| Columnas | 10 | 2 |
| Pavimentos y losas | 8 | 2 |
| Concreto masivo | 5 | 2 |

* Puede aumentar 2 cm cuando se utilizan métodos de compactación diferentes al de vibración.

5.3.2. *Paso 2. Elección del tamaño máximo del agregado.* Los agregados bien graduados de tamaño máximo tienen menos vacíos que los de tamaños menores. De aquí que los concretos con agregado de mayor tamaño requieran menos mortero por unidad de volumen de concreto. Generalmente, el tamaño máximo del agregado debe ser el mayor que se encuentre disponible económicamente y el que resulte compatible con las dimensiones de la estructura. Bajo ninguna circunstancia el tamaño máximo debe exceder de una quinta parte de la menor dimensión entre los lados de las cimbras, de una tercera parte del peralte de las losas, ni de tres cuartas partes del espaciamiento mínimo libre entre las varillas individuales de refuerzo, haces de varilla o cables pretensados. En algunas ocasiones estas limitaciones se descartan si la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto puede ser colocado sin que se formen cavidades o vacíos. Para lograr los mejores resultados cuando se desea obtener un concreto de alta resistencia, deben reducirse los tamaños máximos de los agregados, ya que éstos producen mayores resistencias con una relación agua/cemento dada.

5.3.3. *Paso 3. Estimación del agua de mezclado y del contenido de aire.* La cantidad de agua por unidad de volumen de concreto requerida

para producir un revenimiento dado depende del tamaño máximo, de la forma de la partícula y de la granulometría de los agregados, así como de la cantidad de aire incluido. La cantidad de cemento no la afecta en mayor grado. En la Tabla 5.3.3. se proporcionan estimaciones con respecto a la cantidad de agua de mezclado requerida para concretos elaborados con varios tamaños máximos de agregado, con y sin aire incluido. Dependiendo de la textura y de la forma del agregado, los requerimientos de agua de mezclado pueden estar un tanto por encima o por debajo de los valores tabulados, pero son suficientemente precisos para una primera estimación. Tales diferencias en los requerimientos de agua no se reflejan necesariamente en la resistencia, ya que existen otros factores compensatorios que

Tabla 5.3.3. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado*

| Revenimiento, cm | Agua en kg/m ³ de concreto para los tamaños máximos del agregado indicados | | | | | | | |
|--|---|---------|-------|-------|-------|---------|---------|----------|
| | 10 mm | 12.5 mm | 20 mm | 25 mm | 40 mm | 50 mm** | 70 mm** | 150 mm** |
| Concreto sin aire incluido | | | | | | | | |
| 3 a 5 | 205 | 200 | 185 | 180 | 160 | 155 | 145 | 125 |
| 8 a 10 | 225 | 215 | 200 | 195 | 175 | 170 | 160 | 140 |
| 15 a 18 | 240 | 230 | 210 | 205 | 185 | 180 | 170 | — |
| Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido, por ciento | 3 | 2.5 | 2 | 1.5 | 1 | 0.5 | 0.3 | 0.2 |
| Concreto con aire incluido | | | | | | | | |
| 3 a 5 | 180 | 175 | 165 | 160 | 145 | 140 | 135 | 120 |
| 8 a 10 | 200 | 190 | 180 | 175 | 160 | 155 | 150 | 135 |
| 15 a 18 | 215 | 205 | 190 | 185 | 170 | 165 | 160 | — |
| Próximo recomendable de contenido total de aire, por ciento | 8 | 7 | 6 | 5 | 4.5 | 4 | 3.5 | 3 |

* Estas cantidades de agua de mezclado deben utilizarse en los cálculos de los factores de cemento para mezclas de prueba. Son las máximas para agregados gruesos angulares razonablemente bien formados, graduados dentro de los límites de las especificaciones aceptadas.

** Los valores de revenimiento para un concreto que contenga un agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de revenimiento efectuadas después de remover las partículas mayores de 40 mm por medio de cribado húmedo.

pueden estar incluidos. Por ejemplo, con un agregado grueso redondo y uno angular, ambos graduados similarmente y de buena calidad, puede producirse concreto de aproximadamente igual resistencia a la compresión utilizando la misma cantidad de cemento, a pesar de las diferencias en la relación agua/cemento resultante de los distintos requerimientos de agua de mezclado. La forma de la partícula en sí no constituye un indicio de que un agregado esté por encima o por debajo del promedio en su capacidad de producción de resistencia.

La Tabla 5.3.3. indica la cantidad aproximada de aire atrapado que puede esperarse en un concreto sin aire incluido y también muestra los niveles recomendables de contenido de aire promedio para concreto en el que se ha incluido aire para efectos de durabilidad. El concreto con aire incluido debe usarse siempre en estructuras que estarán expuestas a los fenómenos de congelación y deshielo y generalmente en estructuras expuestas al agua de mar o al efecto de sulfatos. Cuando no se prevee una exposición severa del concreto, la inclusión de aire puede acarrear efectos benéficos en la trabajabilidad y en la cohesión del concreto, con niveles de contenido de aire de aproximadamente la mitad de aquéllos indicados para el concreto con aire incluido.

Cuando se usan mezclas de prueba para establecer relaciones de resistencia o para verificar la capacidad de producción de resistencia de una mezcla, debe usarse la combinación menos favorable de agua de mezclado y contenido de aire. Esto es, el contenido de aire deberá ser el máximo permitido o el que probablemente ocurra, y el concreto debe calcularse hasta el revenimiento más alto permisible. Lo anterior evitará que se haga una estimación demasiado optimista de la resistencia, bajo la suposición de que las condiciones promedio más que las extremas serán las que prevalezcan en el campo. Para información sobre las recomendaciones relativas a contenido de aire, ver los reportes de los Comités ACI 201, 301 y 302.

5.3.4. Paso 4. Elección de la relación agua/cemento. Los requerimientos de la relación agua/cemento se determinan no sólo por los requerimientos de resistencia sino también por factores tales como la durabilidad y las propiedades del acabado. Ya que los diferentes agregados y cementos generalmente producen resistencias distintas con la misma relación agua/cemento, es altamente recomendable conocer o desarrollar la correspondencia entre la resistencia y la relación agua/cemento para los materiales a usarse. En ausencia de tal información, pueden tomarse los valores aproximados y relativamente conservadores para concreto conteniendo cemento Portland Tipo I que se indican en la Tabla 5.3.4(a). Con materiales típicos, las relaciones agua/cemento tabuladas deben producir las resistencias mostradas, que están basadas en pruebas a los 28 días de muestras curadas bajo condiciones estándar de laboratorio. La resistencia promedio seleccionada debe, desde luego, exceder a la resistencia especificada por un margen sufi-

Tabla 5.3.4.(a). Correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia a la compresión del concreto

| Resistencia a la compresión a los 28 días, kg/cm ² * | Relación agua/cemento, por peso | |
|---|---------------------------------|----------------------------|
| | Concreto sin aire incluido | Concreto con aire incluido |
| 450 | 0.38 | — |
| 400 | 0.43 | — |
| 350 | 0.48 | 0.40 |
| 300 | 0.55 | 0.46 |
| 250 | 0.62 | 0.53 |
| 200 | 0.70 | 0.61 |
| 150 | 0.80 | 0.71 |

* Los valores indican las resistencias promedio estimadas para concreto conteniendo un porcentaje de aire no mayor que el indicado en la Tabla 5.3.3. Para una relación agua/cemento constante, la resistencia del concreto se reduce conforme el contenido de aire aumenta. La resistencia está basada en cilindros de 15 x 30 cm, curados en húmedo por 28 días a 23° ± 1.7°C, de acuerdo con la Sección 9(b) de la Norma ASTM C 31, "Fabricación y Curado de Muestras de Concreto para Pruebas a Flexión y a Compresión en el Campo." La resistencia de cubos será aproximadamente 20% más alta. La correspondencia indicada asume un tamaño máximo del agregado de aproximadamente 20 a 30 mm; para agregados de una procedencia determinada, la resistencia producida para una relación agua/cemento dada aumentará conforme el tamaño máximo del agregado disminuya; ver Secciones 3.4 y 5.3.2.

Tabla 5.3.4.(b). Relaciones agua/cemento máximas permisibles para concreto expuesto a condiciones severas*

| Tipo de estructura | Estructura continua o frecuentemente húmeda y expuesta a congelación y deshielo** | Estructura expuesta al agua de mar o a sulfatos |
|---|---|---|
| Secciones delgadas (rieles, bordillos, durmientes, obras ornamentales) y secciones con menos de 3 cm de recubrimiento sobre el acero. | 0.45 | 0.40*** |
| Todas las demás estructuras. | 0.50 | 0.45*** |

* Basada en el reporte del Comité ACI 201, "Durabilidad del concreto en servicio", citado previamente.

** El concreto también debe ser del tipo de aire incluido.

*** Si se utiliza cemento resistente a los sulfatos (Tipo II o Tipo V de la Norma ASTM C 150), la relación agua/cemento permisible podrá aumentarse en 0.05.

ciente, para mantener el número de pruebas de resistencias bajas dentro de los límites especificados.*

* Ver "Práctica recomendada para la evaluación de resultados de ensayos de compresión de concreto en el campo" (ACI-214-65), publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, noviembre de 1968.

Para condiciones de exposición severas, la relación agua/cemento debe mantenerse baja, aun cuando los requerimientos de resistencia puedan cumplirse con un valor mayor. En la Tabla 5.3.4.(b) se proporcionan los valores límite.

5.3.5. *Paso 5. Cálculo del contenido de cemento.* La cantidad de cemento por unidad de volumen de concreto se obtiene de las determinaciones efectuadas en los Pasos 3 y 4. El cemento requerido es igual al contenido estimado de agua de mezclado (Paso 3), dividido entre la relación agua/cemento (Paso 4). Si, no obstante, la especificación incluye por separado un límite mínimo de cemento además de los requerimientos de resistencia y durabilidad, la mezcla debe basarse en aquel criterio que conduzca a la mayor cantidad de cemento.

El uso de puzolanas o de aditivos químicos afectará las propiedades tanto del concreto fresco como del endurecido.*

5.3.6. *Paso 6. Estimación del contenido de agregado grueso.* Los agregados esencialmente similares en granulometría y en tamaño máximo producirán un concreto de trabajabilidad satisfactoria cuando se emplee un volumen determinado de agregado grueso y seco, compactado con varilla, por volumen unitario de concreto. En la Tabla 5.3.6. se proporcionan los

Tabla 5.3.6. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto

| Tamaño máximo del agregado, mm | Volumen de agregado grueso, seco y compactado con varilla,* por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de la arena** | | | |
|--------------------------------|--|------|------|------|
| | 2.40 | 2.60 | 2.80 | 3.00 |
| 10 | 0.50 | 0.48 | 0.46 | 0.44 |
| 12.5 | 0.59 | 0.57 | 0.55 | 0.53 |
| 20 | 0.66 | 0.64 | 0.62 | 0.60 |
| 25 | 0.71 | 0.69 | 0.67 | 0.65 |
| 40 | 0.76 | 0.74 | 0.72 | 0.70 |
| 50 | 0.78 | 0.76 | 0.74 | 0.72 |
| 70 | 0.81 | 0.79 | 0.77 | 0.75 |
| 150 | 0.87 | 0.85 | 0.83 | 0.81 |

* Los volúmenes están basados en agregados secos y compactados con varilla, como se describe en la Norma ASTM C 29. "Peso unitario de los agregados." Estos volúmenes se han seleccionado de relaciones empíricas para producir un concreto con un grado de trabajabilidad apropiado para la construcción reforzada usual. Para obtener un concreto con menos trabajabilidad como el que se utiliza en la construcción de pavimentos de concreto, estos valores se pueden aumentar en un 10%. Para un concreto con más trabajabilidad como el que algunas veces se requiere cuando la colocación se efectúa por bombeo, estos valores se pueden reducir hasta en un 10%.

**El módulo de finura de la arena es igual a la suma de las relaciones (acumulativas) retenidas en tamices de malla con aberturas de 0.149, 0.297, 0.595, 1.19, 2.38 y 4.76 mm.

* Ver NS-7, "Guía para el empleo de aditivos en el concreto" (ACI-212), publicada por el Instituto del Cemento y del Concreto, junio de 1976, páginas 40, 46 y 55.

valores adecuados para este volumen de agregado. Se puede observar que, para obtener una trabajabilidad similar, el volumen de agregado grueso para un volumen unitario de concreto sólo depende de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino. Las diferencias en la cantidad de mortero necesaria para obtener la trabajabilidad con agregados distintos, debidas a la forma y granulometría de las partículas, quedan automáticamente compensadas con las diferencias en el contenido de vacíos en el agregado seco y compactado con varilla.

El volumen del agregado, seco y compactado con varilla, por metro cúbico de concreto, se muestra en la Tabla 5.3.6. Este volumen se convierte al peso seco del agregado grueso requerido por metro cúbico de concreto multiplicándolo por el peso volumétrico del agregado grueso, seco y compactado con varilla.

5.3.6.1. Para obtener un concreto más manejable, como el que se requiere en algunas ocasiones cuando se usa una bomba para la colocación o cuando se coloca el concreto en zonas congestionadas con acero de refuerzo, sería recomendable reducir hasta en un 10% el contenido estimado de agregado grueso que se había determinado en la Tabla 5.3.6. Sin embargo, se debe tener cuidado en asegurar que el revenimiento resultante, la relación agua/cemento y las propiedades de resistencia del concreto sean compatibles con las recomendaciones proporcionadas en las Secciones 5.3.1. y 5.3.4. y que satisfagan los requerimientos aplicables de las especificaciones del proyecto.

Tabla 5.3.7.1. Primera estimación del peso del concreto fresco

| Tamaño máximo del agregado, mm | Primera estimación del peso del concreto kg/m ³ | |
|--------------------------------|--|----------------------------|
| | Concreto sin aire incluido | Concreto con aire incluido |
| 10 | 2285 | 2190 |
| 12.5 | 2315 | 2235 |
| 20 | 2355 | 2280 |
| 25 | 2375 | 2315 |
| 40 | 2420 | 2355 |
| 50 | 2445 | 2375 |
| 70 | 2465 | 2400 |
| 150 | 2505 | 2435 |

* Valores calculados con la ec. (5-1) para concretos medianamente ricos (330 kg de cemento por m³) y revenimiento medio, con un agregado cuyo peso específico es de 2.7. Los requerimientos de agua están basados en los valores de revenimiento de 8 a 10 cm, de la Tabla 5.3.3. Si se desea, se puede precisar más la estimación del peso, como se indica a continuación, siempre que se posea la información necesaria: por cada 5 kg de diferencia en el agua de mezclado de la Tabla 5.3.3., para valores de 8 a 10 cm de revenimiento, se corregirá el peso por m³ en 8 kg en la dirección opuesta; por cada 20 kg de diferencia en el contenido de cemento de 330 kg, se corregirá el peso por m³ en 3 kg en la misma dirección; por cada 0.1 de desviación de 2.7 en el peso específico del agregado, se corregirá en 70 kg el peso del concreto en la misma dirección.

5.3.7. Paso 7. *Estimación del contenido de agregado fino.* Al concluir el Paso 6, se habrán calculado todos los ingredientes del concreto, a excepción del agregado fino. Su cantidad se determina por medio de las diferencias. Se puede emplear cualquiera de estos dos procedimientos: el método "por peso" (Sección 5.3.7.1.) o el método de "volumen absoluto" (Sección 5.3.7.2.).

5.3.7.1. Si el peso del volumen unitario de concreto se presupone o puede estimarse por experiencia, el peso requerido de agregado fino es simplemente la diferencia entre el peso del concreto fresco y el peso total de los otros ingredientes. Por lo general, en base a experiencias anteriores con los materiales, se conoce el peso unitario del concreto con una precisión razonable. Si no se cuenta con esta información, se puede utilizar la Tabla 5.3.7.1. para hacer una primera estimación. Aunque el peso estimado por metro cúbico de concreto sea aproximado, las proporciones de la mezcla serán lo suficientemente exactas para permitir ajustes fáciles basados en las mezclas de prueba, como se mostrará en los ejemplos siguientes.

Si se desea obtener un cálculo teóricamente exacto del peso del concreto fresco por metro cúbico, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$U_m = 10 G_a (100 - A) + C_m (1 - G_a/G_c) - W_m (G_a - 1) \quad (5-1)$$

En donde:

- U_m = peso volumétrico del concreto fresco, kg/m³
- G_a = promedio obtenido de los pesos específicos de los agregados finos y gruesos combinados, a granel SSS*
- G_c = peso específico del cemento (por lo general 3.15)
- A = contenido de aire, por ciento
- W_m = requerimiento de agua de mezclado, kg/m³
- C_m = requerimiento de cemento, kg/m³

5.3.7.2. Un procedimiento más exacto para calcular la cantidad requerida de agregado fino se basa en el uso de los volúmenes de los ingredientes. En este caso, el volumen total de los ingredientes conocidos —agua, aire, cemento y agregado grueso— se resta del volumen unitario de concreto para obtener el volumen requerido de agregado fino. El volumen que cualquier ingrediente ocupa en el concreto es igual a su peso dividido entre el peso específico de ese material (siendo este último el pro-

* SSS indica que se utilizó la condición saturada y superficialmente seca para considerar el desplazamiento de una parte del agregado. El peso específico del agregado utilizado en los cálculos debe ser compatible con la condición de humedad supuesta en los pesos básicos del agregado por mezcla, es decir, de la masa seca si se establecen los pesos del agregado de acuerdo a la base seca, y del peso específico a granel SSS si los pesos se establecen con agregados saturados y superficialmente secos.

ducto del peso unitario del agua y la densidad del material).

5.3.8. *Paso 8. Ajustes por el contenido de humedad del agregado.* Debe considerarse la humedad de los agregados para pesarlos correctamente. Por lo general, los agregados están húmedos y a su peso en seco habrá que aumentarle el porcentaje de agua que contengan, tanto la absorbida como la superficial. El agua de mezclado que se agrega a la mezcla debe reducirse en una cantidad igual a la de la humedad libre que contiene el agregado, esto es, humedad total menos absorción.

5.3.9. *Paso 9. Ajustes en la mezcla de prueba.* Se deben verificar las proporciones calculadas de la mezcla por medio de mezclas de prueba preparadas y probadas de acuerdo a la Norma ASTM C 192, "Fabricación y curado de muestras de concreto para pruebas a presión y a compresión en el laboratorio", o con mezclas de campo de tamaño completo. Sólo debe utilizarse el agua suficiente para producir el revenimiento requerido sin considerar la cantidad supuesta en las proporciones de prueba. Se debe verificar el peso unitario y el rendimiento del concreto (ASTM C 138) así como el contenido de aire (ASTM C 138, C 173 o C 231). También debe observarse cuidadosamente que el concreto posea la trabajabilidad y las propiedades de acabado adecuadas y que esté libre de segregación. Se deberán hacer los ajustes pertinentes con las proporciones de las mezclas subsecuentes siguiendo el procedimiento indicado a continuación.

5.3.9.1. Se estima de nuevo la cantidad de agua de mezclado necesaria por metro cúbico de concreto, dividiendo el contenido neto de agua de mezclado de la mezcla de prueba entre el rendimiento de la mezcla de prueba en metros cúbicos. Si el revenimiento de la mezcla de prueba no fue el correcto, se aumenta o se disminuye la cantidad reestimada de agua en 2 kg por cada centímetro de aumento o disminución del revenimiento requerido.

5.3.9.2. Si no se obtuvo el contenido deseado de aire (para concreto con aire incluido), se estima nuevamente el contenido de aditivo requerido para el contenido adecuado de aire, y se reduce o aumenta el contenido de agua de mezclado indicado en el Párrafo 5.3.9.1. en 3 kg/m³ por cada 1% de contenido de aire que deba aumentarse o reducirse de la mezcla de prueba previa.

5.3.9.3. Si la base para la dosificación es el peso estimado por metro cúbico de concreto fresco, la reestimación de ese peso se obtiene reduciéndole o aumentándole el porcentaje determinado por anticipado de aumento o disminución del contenido de aire de la mezcla, ajustado con respecto a la primera mezcla de prueba.

5.3.9.4. Se calculan los nuevos pesos de la mezcla partiendo del Paso 4 (Párrafo 5.3.4.), modificando el volumen de agregado grueso que aparece en la Tabla 5.3.6, si es necesario, para obtener una trabajabilidad adecuada.

EJEMPLOS DE CALCULO PARA CONCRETO NORMAL

6.1. Para ilustrar la aplicación de los procedimientos de dosificación se utilizarán dos problemas como ejemplo. Se supondrán las siguientes condiciones:

6.1.1. Se usará cemento Tipo I, sin inclusor de aire, y se le supondrá un peso específico de 3.15.*

6.1.2. En cada caso, los agregados fino y grueso serán de calidad satisfactoria y tendrán granulometrías que se encuentren dentro de los límites de las especificaciones generalmente aceptadas.**

6.1.3. El agregado grueso tendrá un peso específico de 2.68* y una absorción de 0.5%.

6.1.4. El agregado fino tendrá un peso específico de 2.64*, una absorción de 0.7% y un módulo de finura de 2.8.

6.2. *Ejemplo 1.* Se requiere concreto para una parte de una estructura que va a quedar debajo del nivel del terreno en un sitio donde no estará expuesta a intemperismo severo o al ataque de sulfatos. Las consideraciones estructurales requieren que tenga una resistencia a la compresión de 250 kg/cm²*** a los 28 días. Con base en la información de la Tabla 5.3.1, así

* Los valores del peso específico no se utilizan si las proporciones se seleccionan para obtener un peso estimado de concreto por metro cúbico.

** Como se indica en las "Especificaciones para agregados para concreto", (ASTM C 33).

*** Esta no es la resistencia especificada utilizada para diseño estructural, sino una cantidad mayor que se espera obtener como promedio. El método para determinar la cantidad en la que la resistencia promedio debe exceder a la de diseño aparece en la "Práctica recomendable para la evaluación de resultados de ensayos de compresión de concreto en el campo" (ACI-214-65), publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, noviembre de 1968.

como en experiencias previas, se ha determinado que, dadas las condiciones de colocación, el revenimiento deberá ser de 8 a 10 cm y que el agregado grueso disponible, que es de 4.75 mm (No. 4 ASTM) a 40 mm resulta el adecuado. Se ha determinado que el peso del agregado grueso, compactado con varilla y seco, es de 1 600 kg/m³. Empleando la secuencia descrita en la Sección 5, las cantidades de los ingredientes por metro cúbico de concreto se calcularán como sigue:

6.2.1. *Paso 1.* Como se indicó anteriormente, el revenimiento deseado es de 8 a 10 cm.

6.2.2. *Paso 2.* También ya se ha mencionado que el agregado de que se dispone en la localidad, graduado de 4.75 mm (No. 4) a 40 mm, es el adecuado.

6.2.3. *Paso 3.* Puesto que la estructura no estará expuesta a intemperismo severo, se utilizará concreto sin aire incluido. La cantidad aproximada de agua de mezclado que se empleará para producir un revenimiento de 8 a 10 cm en un concreto sin aire incluido con agregado de 40 mm es de 175 kg/m³, de acuerdo a la Tabla 5.3.3. El aire atrapado se estima en 1%.

6.2.4. *Paso 4.* De acuerdo a la Tabla 5.3.4.(a), la relación agua/cemento necesaria para producir una resistencia de 250 kg/cm² en un concreto sin aire incluido se estima en aproximadamente 0.62.

6.2.5. *Paso 5.* De acuerdo a la información obtenida en los Pasos 3 y 4, el contenido requerido de cemento será de:

$$\frac{175}{0.62} = 282 \text{ kg/m}^3$$

6.2.6. *Paso 6.* La cantidad de agregado grueso se estima de acuerdo a la Tabla 5.3.6. Para un agregado fino con 2.8 de módulo de finura y un agregado grueso con tamaño máximo de 40 mm, dicha tabla recomienda el uso de 0.72 m³ de agregado grueso, compactado con varilla y seco, por metro cúbico de concreto. Por lo tanto, el peso seco del agregado grueso será de:

$$0.72 \times 1\,600 = 1\,152 \text{ kg}$$

6.2.7. *Paso 7.* Una vez determinadas las cantidades de agua, cemento y agregado grueso, los materiales restantes para completar un metro cúbico de concreto consistirán en arena y el aire que pueda quedar atrapado. La cantidad de arena requerida se puede determinar con base en el peso o en el volumen absoluto, como se muestra a continuación:

6.2.7.1. *Con base en el peso.* De acuerdo a la Tabla 5.3.7.1., el peso de un metro cúbico de concreto sin aire incluido, elaborado con agregado de tamaño máximo de 40 mm, se estima en 2 420 kg. (Para la primera mezcla de prueba, los ajustes exactos de este valor, debidos a las diferencias usuales en el revenimiento, el factor de cemento y el peso específico de los agregados, no son críticos). Los pesos conocidos son los siguientes:

| | | |
|-------------------------|---|------------------|
| Agua (de mezclado neto) | = | 175 kg |
| Cemento | = | 282 kg |
| Agregado grueso | = | 1 152 kg (seco)* |
| | | Total = 1 609 kg |

Por lo tanto, el peso de la arena se estima en:

$$2\,420 - 1\,609 = 811 \text{ kg (seco)*}$$

6.2.7.2. *Con base en el volumen absoluto.* Con las cantidades de cemento, agua y agregado grueso ya determinadas y tomando de la Tabla 5.3.3. el contenido aproximado de aire atrapado (diferente al aire incluido intencionalmente), se puede calcular el contenido de arena como sigue:

| | | | |
|--|---|-------------------------------------|------------------------|
| Volumen de agua | = | $\frac{175}{1\,000}$ | = 0.175 m ³ |
| Volumen absoluto de cemento | = | $\frac{282}{3.15 \times 1\,000}$ | = 0.090 m ³ |
| Volumen absoluto de agregado grueso | = | $\frac{1\,152}{2.68 \times 1\,000}$ | = 0.430 m ³ |
| Volumen de aire atrapado | = | 0.01 × 1.0 | = 0.010 m ³ |
| Volumen absoluto total de los ingredientes, con excepción de la arena | | | = 0.705 m ³ |
| Volumen absoluto de arena requerido | = | 1.000 - 0.705 | = 0.295 m ³ |
| Peso requerido de arena seca | = | 0.295 × 2.64 × 1 000 | = 779 kg |

6.2.7.3. A continuación se comparan los pesos para la mezcla de un metro cúbico de concreto, calculados según las dos bases:

| | Con base en el peso estimado del concreto, kg | Con base en el volumen absoluto de los ingredientes, kg |
|-------------------------|---|---|
| Agua (de mezclado neto) | 175 | 175 |
| Cemento | 282 | 282 |
| Agregado grueso (seco) | 1 152 | 1 152 |
| Arena (seca) | 811 | 779 |

* No se toma en cuenta la absorción del agregado porque su magnitud resulta insignificante en relación con otras aproximaciones.

6.2.8. *Paso 8.* Las pruebas indican una humedad total del 2% en el agregado grueso y del 6% en el agregado fino. Si se utilizan las proporciones de la mezcla de prueba basadas en el peso estimado del concreto, los ajustes en los pesos de los agregados son:

| | | |
|--------------------------|----------------|------------|
| Agregado grueso (húmedo) | = 1 152 (1.02) | = 1 175 kg |
| Agregado fino húmedo | = 811 (1.06) | = 860 kg |

El agua de absorción no forma parte del agua de mezclado y debe excluirse del ajuste por adición de agua. De esta manera, la cantidad de agua superficial que aporta el agregado grueso es de $2 - 0.5 = 1.5\%$; y el agregado fino aporta $6 - 0.7 = 5.3\%$. Por lo tanto, el requerimiento estimado de agua de adición es:

$$175 - 1\,152(0.015) - 811(0.053) = 115 \text{ kg}$$

Los pesos estimados de la mezcla para un metro cúbico de concreto son:

| | |
|--------------------------|-----------------|
| Agua (por añadir) | 115 kg |
| Cemento | 282 kg |
| Agregado grueso (húmedo) | 1 175 kg |
| Agregado fino (húmedo) | 860 kg |
| Total | <u>2 432 kg</u> |

6.2.9. *Paso 9.* Para las mezclas de prueba de laboratorio, se ha considerado conveniente reducir a escala los pesos para producir 0.02 m^3 de concreto. Aunque la cantidad calculada de agua por añadir fue de 2.30 kg, la cantidad que realmente se utilizó, en un intento por obtener el revenimiento deseado de 8 a 10 cm, fue de 2.70 kg. La mezcla, por consiguiente, consistió en:

| | |
|--------------------------|-----------------|
| Agua (añadida) | 2.70 kg |
| Cemento | 5.64 kg |
| Agregado grueso (húmedo) | 23.50 kg |
| Agregado fino (húmedo) | 17.20 kg |
| Total | <u>49.04 kg</u> |

El concreto tiene un revenimiento medido de 5 cm y un peso unitario de $2\,390 \text{ kg/m}^3$. Se considera satisfactorio desde el punto de vista de su trabajabilidad y de sus propiedades de acabado. Para obtener el rendimiento adecuado y otras características en mezclas elaboradas posteriormente, se harán los siguientes ajustes:

6.2.9.1. Puesto que el rendimiento de la mezcla de prueba fue de:

$$\frac{49.04}{2\,390} = 0.0205 \text{ m}^3$$

y el contenido de agua de mezclado fue de 2.70 kg (añadida) + 0.34 (en el agregado grueso) + 0.86 (en el agregado fino) = 3.90 kg, la cantidad de agua de mezclado que se necesita para un metro cúbico de concreto con el mismo revenimiento de la mezcla de prueba debe ser:

$$\frac{3.90}{0.0205} = 190 \text{ kg}$$

Como se indicó en el Párrafo 5.3.9.1, esta cantidad debe incrementarse en 8 kg, para elevar el revenimiento medido de 5 cm al deseado de 8 a 10 cm aumentando, por consiguiente, a 198 kg la cantidad total de agua de mezclado.

6.2.9.2. Al aumentar el agua de mezclado se requiere agregar cemento adicional para mantener la relación agua/cemento deseada, de 0.62. El nuevo contenido de cemento es de:

$$\frac{198}{0.62} = 319 \text{ kg/m}^3$$

6.2.9.3. Puesto que se ha encontrado satisfactoria la trabajabilidad, se conservará la cantidad de agregado grueso por volumen unitario de concreto utilizada en la mezcla de prueba. La cantidad de agregado grueso por metro cúbico es de:

$$\frac{23.50}{0.0205} = 1146 \text{ kg (húmedo)}$$

que equivale a

$$\frac{1146}{1.02} = 1124 \text{ kg (seco)}$$

y

$$1124 \times 1.005 = 1130 \text{ kg (SSS)*}$$

6.2.9.4. La nueva estimación del peso por metro cúbico de concreto es de 2390 kg. La cantidad de arena requerida es, por lo tanto:

$$2390 - (198 + 319 + 1130) = 743 \text{ kg (SSS)}$$

o

$$\frac{743}{1.007} = 738 \text{ kg (seca)}$$

Los pesos básicos ajustados de la mezcla por metro cúbico de concreto son:

| | |
|-------------------------|---------|
| Agua (de mezclado neta) | 198 kg |
| Cemento | 319 kg |
| Agregado grueso (seco) | 1124 kg |
| Agregado fino (seco) | 738 kg |

* Saturado y superficialmente seco.

6.2.10. Los ajustes en las proporciones, determinados con base en el volumen absoluto, siguen un procedimiento semejante al descrito arriba. Se siguen los pasos sin explicaciones detalladas:

6.2.10.1. Las cantidades empleadas en una mezcla nominal de 0.02 m³ son:

| | |
|--------------------------|-----------------|
| Agua (añadida) | 2.70 kg |
| Cemento | 5.64 kg |
| Agregado grueso (húmedo) | 23.50 kg |
| Agregado fino (húmedo) | 16.51 kg |
| Total | <u>48.35 kg</u> |

El revenimiento medido es de 5 cm; el peso unitario, de 2 390 kg/m³; el rendimiento, $\frac{48.35}{2\ 390} = 0.0202$ m³; la trabajabilidad es satisfactoria.

6.2.10.2. Agua reestimada para un revenimiento igual al de la mezcla de prueba:

$$\frac{2.70 + 0.34 + 0.83}{0.0202} = 192 \text{ kg}$$

El agua de mezclado que se requiere para lograr un revenimiento de 8 a 10 cm es:

$$192 + 8 = 200 \text{ kg}$$

6.2.10.3. El ajuste del contenido de cemento por el incremento de agua es:

$$\frac{200}{0.62} = 323 \text{ kg}$$

6.2.10.4. Ajuste del agregado grueso requerido:

$$\frac{23.50}{0.0202} = 1\ 163 \text{ kg (húmedo)}$$

$$\frac{1\ 163}{1.02} = 1\ 140 \text{ kg (seco)}$$

6.2.10.5. El volumen de los ingredientes, a excepción del aire, en la mezcla de prueba original fue:

$$\text{Agua} = \frac{3.87}{1\ 000} = 0.0039 \text{ m}^3$$

| | | |
|-----------------|--------------------------------------|------------------------|
| Cemento | $= \frac{5.64}{3.15 \times 1\,000}$ | $= 0.0018 \text{ m}^3$ |
| Agregado grueso | $= \frac{23.04}{2.68 \times 1\,000}$ | $= 0.0086 \text{ m}^3$ |
| Agregado fino | $= \frac{15.58}{2.64 \times 1\,000}$ | $= 0.0059 \text{ m}^3$ |
| Total | | $= 0.0202 \text{ m}^3$ |

Puesto que el rendimiento obtenido fue también de 0.0202 m^3 , no había aire en el concreto que pudiera detectarse dentro de la precisión de la prueba del peso unitario y de las cifras importantes de los cálculos. Una vez que se han establecido las proporciones de todos los ingredientes (a excepción del agregado fino) se puede completar la determinación de las cantidades ajustadas de la mezcla por metro cúbico como sigue:

| | | |
|---|---------------------------------------|-----------------------|
| Volumen de agua | $= \frac{200}{1\,000}$ | $= 0.200 \text{ m}^3$ |
| Volumen de cemento | $= \frac{323}{3.15 \times 1\,000}$ | $= 0.103 \text{ m}^3$ |
| Holgura para el volumen de aire | ----- | $= 0.000 \text{ m}^3$ |
| Volumen de agregado grueso | $= \frac{1\,140}{2.68 \times 1\,000}$ | $= 0.425 \text{ m}^3$ |
| Volumen total, sin incluir el agregado fino | | $= 0.728 \text{ m}^3$ |
| Volumen requerido de agregado fino | $1.000 - 0.728$ | $= 0.272 \text{ m}^3$ |
| Peso del agregado fino (seco) | $0.272 \times 2.64 \times 1\,000$ | $= 718 \text{ kg}$ |

Los pesos básicos ajustados para obtener una mezcla de un metro cúbico de concreto son, por lo tanto:

| | |
|-------------------------|----------|
| Agua (de mezclado neta) | 200 kg |
| Cemento | 323 kg |
| Agregado grueso (seco) | 1 140 kg |
| Agregado fino (seco) | 718 kg |

Estos pesos difieren ligeramente de los proporcionados en el Párrafo 6.2.9.4, de acuerdo al método del peso estimado del concreto. Las pruebas realizadas posteriormente o la experiencia pueden indicar pequeños ajustes adicionales para cualquiera de los dos métodos.

6.3. *Ejemplo 2.* Se requiere concreto para una pila de un puente que estará expuesta a agua dulce en un clima severo. El requerimiento promedio de resistencia a la compresión es de 200 kg/cm² a los 28 días. Las condiciones de colocación permiten un revenimiento de 3 a 5 cm, así como el uso de agregado grande, pero se utilizará el único agregado grueso de calidad satisfactoria y económicamente disponible, el cual posee una graduación de 4.75 mm (malla No. 4) a 25 mm. Se determinó que su peso, compactado con varilla y seco, es de 1 520 kg/m³. Se indican otras características en la Sección 6.1.

Los cálculos aparecerán únicamente en forma esquemática. Obsérvese que es posible evitar confusiones si se siguen todos los pasos de la Sección 5, aun cuando parezcan repeticiones de los requerimientos ya especificados.

6.3.1. *Paso 1.* El revenimiento deseado es de 3 a 5 cm.

6.3.2. *Paso 2.* Se usará el agregado disponible en la localidad, el cual posee una graduación de 4.75 a 25 mm.

6.3.3. *Paso 3.* Puesto que la estructura estará expuesta a intemperismo severo, se utilizará concreto con aire incluido. La cantidad aproximada de agua de mezclado que se empleará para producir un revenimiento de 3 a 5 cm en un concreto con aire incluido con agregado de 25 mm es de 160 kg/m³, de acuerdo a la Tabla 5.3.3. El contenido recomendado de aire es del 5%.

6.3.4. *Paso 4.* De acuerdo a la Tabla 5.3.4.(a), la relación agua/cemento necesaria para producir una resistencia de 200 kg/cm² en un concreto con aire incluido se estima en aproximadamente 0.61. Sin embargo, la Tabla 5.3.4.(b) indica que la relación agua/cemento no debe exceder de 0.50 cuando se prevee una exposición a condiciones ambientales severas. Este valor (0.50) regirá y deberá usarse en los cálculos.

6.3.5. *Paso 5.* De acuerdo a la información obtenida en los Pasos 3 y 4, el contenido requerido de cemento será de:

$$\frac{160}{0.50} = 320 \text{ kg/m}^3$$

6.3.6. *Paso 6.* La cantidad de agregado grueso se estima de acuerdo a la Tabla 5.3.6. Para un agregado fino con 2.8 de módulo de finura y un agregado grueso con tamaño máximo de 25 mm, dicha tabla recomienda el uso de 0.67 m³ de agregado grueso, compactado con varilla y seco, por cada metro cúbico de concreto. Por lo tanto, el peso seco del agregado grueso será de:

$$1\ 520 \times 0.67 = 1\ 018 \text{ kg}$$

6.3.7. *Paso 7.* Una vez determinadas las cantidades de agua, cemento

y agregado grueso, los materiales restantes para completar un metro cúbico de concreto son la arena y el aire.

La cantidad de arena requerida se puede determinar con base en el peso o en el volumen absoluto, como se muestra a continuación:

6.3.7.1. *Con base en el peso.* De acuerdo a la Tabla 5.3.7.1, el peso de un metro cúbico de concreto con aire incluido, elaborado con agregados con tamaño máximo de 25 mm, se estima en 2 315 kg. (Para la primera mezcla de prueba, los ajustes exactos de este valor, debidos a las diferencias usuales en el revenimiento, el factor de cemento y el peso específico de los agregados, no son críticos). Los pesos conocidos son los siguientes:

| | |
|-------------------------|----------|
| Agua (de mezclado neta) | 160 kg |
| Cemento | 320 kg |
| Agregado grueso (seco) | 1 018 kg |
| Total | 1 498 kg |

Por lo tanto, el peso de la arena se estima en:

$$2\,315 - 1\,498 = 817 \text{ kg (seco)}$$

6.3.7.2. *Con base en el volumen absoluto.* Con las cantidades de cemento, agua, aire y agregado grueso ya determinadas, se puede calcular el contenido de arena como sigue:

| | | |
|--|---------------------------------------|-----------------------|
| Volumen de agua | $= \frac{160}{1\,000}$ | $= 0.160 \text{ m}^3$ |
| Volumen absoluto de cemento | $= \frac{320}{3.15 \times 1\,000}$ | $= 0.102 \text{ m}^3$ |
| Volumen absoluto de agregado grueso | $= \frac{1\,018}{2.68 \times 1\,000}$ | $= 0.380 \text{ m}^3$ |
| Volumen de aire | $= 0.05 \times 1.0$ | $= 0.050 \text{ m}^3$ |
| Volumen total de los ingredientes, con excepción de la arena | | $= 0.692 \text{ m}^3$ |
| Volumen absoluto requerido de arena | $= 1.000 - 0.692$ | $= 0.308 \text{ m}^3$ |
| Peso requerido de arena seca | $= 0.308 \times 2.64 \times 1\,000$ | $= 813 \text{ kg}$ |

6.3.7.3. A continuación se comparan los pesos para la mezcla de un metro cúbico de concreto, calculados según las dos bases:

| | Con base en el peso estimado del concreto, kg | Con base en el volumen absoluto de los ingredientes, kg |
|-------------------------|---|---|
| Agua (de mezclado neto) | 160 | 160 |
| Cemento | 320 | 320 |
| Agregado grueso (seco) | 1 018 | 1 018 |
| Arena (seca) | 817 | 813 |

6.3.8. *Paso 8.* Las pruebas indican una humedad total del 3% en el agregado grueso, y del 5% en el agregado fino. Si se utilizan las proporciones de la mezcla de prueba basadas en el peso estimado del concreto, los ajustes en los pesos de los agregados son:

$$\begin{aligned} \text{Agregado grueso (húmedo)} &= 1\,018 (1.03) = 1\,048 \text{ kg} \\ \text{Agregado fino (húmedo)} &= 817 (1.05) = 858 \text{ kg} \end{aligned}$$

El agua de absorción no forma parte del agua de mezclado y debe excluirse del ajuste por adición de agua. De esta manera, la cantidad de agua superficial que aporta el agregado grueso es de $3 - 0.5 = 2.5\%$; y el agregado fino aporta $5 - 0.7 = 4.3\%$. Por lo tanto, el requerimiento estimado de agua de adición es:

$$160 - 1\,018 (0.025) - 817 (0.043) = 100 \text{ kg}$$

Los pesos estimados de la mezcla para un metro cúbico de concreto son:

| | |
|--------------------------|-----------------|
| Agua (por añadir) | 100 kg |
| Cemento | 320 kg |
| Agregado grueso (húmedo) | 1 048 kg |
| Agregado fino (húmedo) | 858 kg |
| Total | 2 326 kg |

6.3.9. *Paso 9.* Para las mezclas de prueba de laboratorio, se reducen a escala los pesos para producir 0.02 m^3 de concreto. Aunque la cantidad calculada de agua por añadir fue de 2 kg, la cantidad que realmente se utilizó, en un intento por obtener el revenimiento deseado, de 3 a 5 cm, fue de 1.78 kg. La mezcla, por consiguiente, consistió en:

| | |
|--------------------------|-----------------|
| Agua (añadida) | 1.78 kg |
| Cemento | 6.40 kg |
| Agregado grueso (húmedo) | 20.96 kg |
| Agregado fino (húmedo) | 17.16 kg |
| Total | 46.30 kg |

El concreto tiene un revenimiento medido de 5 cm, un peso unitario de $2\,272 \text{ kg/m}^3$ y un contenido de aire de 6.5%. Se considera que está ligeramente excedido en arena, lo que dificulta su colocación. Para obtener

el rendimiento adecuado y otras características en mezclas elaboradas posteriormente, se harán los siguientes ajustes:

6.3.9.1. Puesto que el rendimiento de la mezcla de prueba fue de:

$$\frac{46.3}{2\,272} = 0.02038 \text{ m}^3$$

y el contenido de agua de mezclado fue de 1.78 kg (añadida) + 0.50 (en el agregado grueso) + 0.70 (en el agregado fino) = 2.98 kg, la cantidad de agua de mezclado que se necesita para un metro cúbico de concreto con el mismo revenimiento de la mezcla de prueba debe ser:

$$\frac{2.98}{0.02038} = 146.2 \text{ kg}$$

El revenimiento fue satisfactorio pero, puesto que el contenido de aire se excedió en un 1.5%, se necesitará más agua para obtener el revenimiento adecuado cuando se corrija el contenido de aire. Como se indicó en el Párrafo 5.3.9.2, el agua de mezclado debe aumentarse aproximadamente en 3 kg por cada 1% de contenido de aire, por lo que se tiene $3 \times 1.5\% = 4.5$ kg, de esta manera, la nueva estimación será de 151 kg/m³.

6.3.9.2. Al disminuir el agua de mezclado se requerirá menos cemento para obtener la relación agua/cemento deseada de 0.5. El nuevo contenido de cemento es de:

$$\frac{151}{0.5} = 302 \text{ kg/m}^3$$

6.3.9.3. Puesto que se encontró que el concreto estaba excedido en arena, la cantidad de agregado grueso por volumen unitario se incrementará en un 10%, a 0.74, para tratar de corregir la situación. La cantidad de agregado grueso por metro cúbico es:

$$1\,520 \times 0.74 = 1\,125 \text{ kg (seco)}$$

o

$$1\,125 \times 1.03 = 1\,159 \text{ kg (húmedo)}$$

y

$$1\,125 \times 1.005 = 1\,131 \text{ kg (SSS*)}$$

6.3.9.4. La nueva estimación del peso del concreto con 1.5% menos de aire es:

$$\frac{2\,272}{1 - 0.015} = 2\,307 \text{ kg/m}^3$$

* Saturado y superficialmente seco.

Por lo tanto, el peso de la arena es:

$$2\ 307 - (151 + 302 + 1\ 131) = 723 \text{ kg (SSS)}$$

o

$$\frac{723}{1.007} = 718 \text{ kg (seca)}$$

Los pesos básicos ajustados de la mezcla por metro cúbico de concreto son:

| | |
|-------------------------|----------|
| Agua (de mezclado neta) | 151 kg |
| Cemento | 302 kg |
| Agregado grueso (seco) | 1 125 kg |
| Agregado fino (seco) | 718 kg |

Se deberá reducir la dosificación del aditivo para obtener el contenido deseado de aire.

6.3.10. Los ajustes en las proporciones, determinados con base en el volumen absoluto, siguen el procedimiento descrito en el Párrafo 6.2.10, el cual no se repetirá en este ejemplo.

REFERENCIAS

1. Fuller, William B., y Thompson, Sanford E., "The Laws of Proportioning Concrete," *Transactions, ASCE*, V. 59, Dic. 1907, pp. 67-143.
2. Abrams, Duff A., "Design of Concrete Mixtures," *Bulletin No. 1, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago*, 1918.
3. Edwards, L. N., "Proportioning the Materials of Mortars and Concretes by Surface Areas of Aggregates," *Proceedings, ASTM*, V. 18, Part 2, 1918, p. 235.
4. Young, R. B., "Some Theoretical Studies on Proportioning Concrete by the Method of Surface Area of Aggregate," *Proceedings, ASTM*, V. 19, Part 2, 1919, p. 444.
5. Talbot, A. N., "A Proposed Method of Estimating the Density and Strength of Concrete and of Proportioning the Materials by Experimental and Analytical Consideration of the Voids in Mortar and Concrete," *Proceedings, ASTM*, V. 21, 1921, p. 940.
6. Weymouth, C. A. G., "A Study of Fine Aggregate in Freshly Mixed Mortars and Concretes," *Proceedings, ASTM*, V. 38, Part 2, 1938, pp. 354-372.
7. Dunagan, W. M., "The Application of Some of the Newer Concepts to the Design of Concrete Mixes," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 36, No. 6, Junio 1940, pp. 649-684.
8. Goldbeck, A. T., y Gray, J. E., "A Method of Proportioning Concrete for Strength, Workability, and Durability," *Bulletin No. 11, National Crushed Stone Association*, Dic. 1942, 30 pp. (Revised 1953 y 1956).
9. Swayze, M. A., and Gruenwald, E., "Concrete Mix Design—Modification of Fineness Modulus Method," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 43, No. 7, Mar. 1947, pp. 829-844.
10. Discussion of "Concrete Mix Design—A Modification of the Fineness Modulus Method" por Stanton Walker y Fred F. Bartel, *ACI JOURNAL, Proceedings*, V. 43, Part 2, Dic. 1947, pp. 844-1—844-17.
11. Henrie, James O., "Properties of Nuclear Shielding Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 56, No. 1, Jul. 1959, pp. 37-46.
12. Mather, Katharine, "High Strength, High Density Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 62, No. 8, Ag. 1965, pp. 951-960.
13. Clendenning, T. G.; Kellam, B.; y MacInnis, C., "Hydrogen Evolution from Ferrophosphorous Aggregate in Portland Cement Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 65, No. 12, Dic. 1968, pp. 1021-1028.
14. Propovics, Sandor, "Estimating Proportions for Structural Concrete Mixtures," *ACI JOURNAL, Proceedings*, V. 65, No. 2, Feb. 1968, pp. 143-150.
15. "Tentative Specification for Aggregates for Radiation-Shielding Concrete," (ASTM C 637), American Society for Testing and Materials, Pihladelphia.
16. Davis, H.S., "Aggregates for Radiation Shielding Concrete," *Materials Research and Standards*, V. 7, No. 11, Nov. 1967, pp. 494-501.
17. *Concrete for Nuclear Reactors*, SP-34, American Concrete Institute, Detroit, 1972, 1736 pp.



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

CURSOS ABIERTOS

" EDIFICACION "

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992

" INSTALACIONES "

- 1.- ELECTRICIDAD E ILUMINACION**
- 2.- HIDRAULICA**
- 3.- SANITARIA**
- 4.- GAS**

ING. PATROCINIO BECERRIL A.

PALACIO DE MINERIA

1.- INSTALACIONES ELECTRICAS E ILUMINACION

Una instalacion electrica diremos muy brevemente que es el conjunto de tuberias, canalizaciones, cajas de conexion, conductores, accesorios de proteccion y control hasta los receptores de servicio.

Los receptores de corriente son muy variados pero los podemos resumir en: lamparas, contactos, motores y salidas especiales.

TUBERIAS Y CANALIZACIONES

Pueden ser tuberias, ductos, charolas y trincheras. Que se utilizan para introducir, colocar o apoyar los conductores electricos para su proteccion.

TIPOS DE TUBERIAS

a).- Tubo conduit flexible de PVC. (poliducto) color naranja. Su uso es general en casas y edificios donde quedara ahogado en pisos, muros, losas, castillos, columnas y trabes; es muy flexible, y su precio economico.

Existen accesorios como codos a 90o., coples y chiquiadores para unirlo a las cajas de conexion en todas las medidas (10 a 51 mm. de diametro.)

b).- Tubo de PVC rigido características similares al anterior.

solo que este puede tambien quedar aparente con sus soportes adecuados. *EXISTEN CONEXIONES PARA INSTALARLO (Ø13 HASTA 100mm) SE UTILIZA BASTANTE EN REDES DE ALUMBRADO Y FUERZA AUNQUE DEBE PROTEGERSE CON REVOLTURA DE CONCRETO POBRE. ±10CM.*

c).- Tubos conduit de acero esmaltado, existen dos tipos el de pared delgada al cual no se le pueden hacer cuerdas en sus extremos, pero si se puede doblar, su union se hace por medio de coples, codos a 90o. y conectores con las cajas de conexión. Su uso puede ser oculto o aparente.

El de pared gruesa, ya trae cuerda en los extremos y se le -- puede hacer cuerda a cualquier tramo, su unión es con coples con cuerda, codos de 90o. y su unión a las cajas de conexión es con contras y monitores, la continuidad mecanica es de 100% - efectiva, usos pueden ser oculto o aparente. *SE PUEDE USAR COMO T. LA FISICA.*

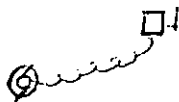
Mayor resistencia mecanica, a la temperatura y humedad.

d).- Tubo conduit de acero galvanizado. Existen tambien dos - tipos, pared delgada y pared gruesa, sus caracteristicas son similares al anterior, además por estar galvanizado puede instalarse en locales expuestos a humedad permanente, con ambiente oxidante o corrosivo, en contacto con aceites, gasolina o solventes.

e).- Ducto cuadrado, este se fabrica en tramos rectos, codos, tees, adaptadores, cruces, reductores y colgadores. Se usa - en grandes concentraciones de conductores, además el lado superior es una tapa embisagrada para su mantenimiento. Se utiliza en instalaciones industriales.

f).-Tubo conduit de asbesto-cemento clase A-3 y A-5 esta se suministra en tramos , se une con coples y se sella con anillos de hule se usa en redes subterranas, acometidas de la Dia. de Luz, en sub-estaciones etc. *DE 51 HASTA 150 mm. φ*

g).-Tubos flexibles (corrugados) de plastico o acero, su uso se limita a conexion terminal a motores y equipos especiales. *EXISTE DESDE 13 A 100 mm. φ*



CAJAS DE CONEXION

LAMINA

- a).-Negras o de acero esmaltado *y PLASTICO.*
- b).-Galvanizadas
- c).-Condulets (aluminio) *SOLO ACOPLAN CON TUBERIA DE ACERO DE PARED GRUESA Y CUERDA*
- d).-Chalupas *PARA BOTAS Y APAGADORES*

Se utilizan como paso, cambios de direccion y como terminales para contactos, apagadores y salidas a servicio.

OBJETIVOS DE UNA INSTALACION ELECTRICA

Para un buen funcionamiento debe comprender lo siguiente:

- 1.-Seguridad *QUE LAS TUBERIAS, CONDUCTORES Y EQUIPOS ESTEN BIEN CALCULADOS*
- 2.-Eficiencia *QUE TENGA LA CAPACIDAD PARA LA CUAL FUE DISEÑADA*
- 3.-Economia *DE ACUERDO AL TIPO DE OBRA, CASA, DEPTO. EDIF. etc*
- 4.-Mantenimiento *QUE SE LE PUEDA DAR EN CUALQUIERA DE SU TRAYECTORIA*
- 5.-Accesibilidad *QUE SEA REGISTRABLE Y DEFINIDOS SUS CIRCUITOS.*

Por lo que los proyectos deben estar realizados por técnicos o ingenieros con bastante experiencia y conocimientos de las normas del reglamento de obras eléctricas y de las disposiciones de la D.G.E. *e inst. (ROIE)*

C O N D U C T O R E S

Estos deben estar fabricados con materiales que ofrezcan poca resistencia al paso de la corriente eléctrica.

Todos los metales son buenos conductores de la electricidad, el mejor es la plata pero su costo es muy alto, en cambio el cobre es el más apropiado por las siguientes características:

- 1.-Alta conductividad
- 2.-Resistencia mecánica *MUY BUENA*
- 3.-Flexibilidad *PARA SU MANEJO*
- 4.-Bajo costo

Para identificar los conductores se toma como base su sección circular y se le llama calibre *al* alambre que está compuesto de un solo hilo y cable *el* que tiene varios hilos.

En la tabla siguiente se detallan sus características.

AREAS DE CONDUCTORES EN mm²

TIPO T.W.

(INCLUYENDO EL AISLAMIENTO)

UTILIZAR.

| COND. | CALIBRE A.W.G. S.A.C.M. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|----------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| ALAMBRE. | 20 | 3.5 | 7.0 | 10.5 | 14.0 | 17.5 | 21.0 | 24.5 | 28.0 | 31.5 | 35.0 |
| | 18 | 4.1 | 8.2 | 12.3 | 16.4 | 20.5 | 24.6 | 28.7 | 32.8 | 36.9 | 41.0 |
| | 16 | 5.3 | 10.6 | 15.9 | 21.2 | 26.5 | 31.8 | 37.1 | 42.4 | 47.7 | 53.0 |
| | 14 | 6.5 | 13.0 | 19.5 | 26.0 | 32.5 | 39.0 | 45.5 | 52.0 | 58.5 | 65.0 |
| | 12 | 8.7 | 17.4 | 26.1 | 34.8 | 43.5 | 52.2 | 60.9 | 69.6 | 78.3 | 87.0 |
| | 10 | 11.8 | 23.6 | 35.4 | 47.2 | 58.9 | 70.6 | 82.3 | 94.0 | 105.7 | 117.4 |
| | 8 | 16.8 | 33.6 | 50.4 | 67.2 | 84.0 | 100.8 | 117.6 | 134.4 | 151.2 | 168.0 |
| CABLE. | 20 | 4.1 | 8.2 | 12.3 | 16.4 | 20.5 | 24.6 | 28.7 | 32.8 | 36.9 | 41.0 |
| | 18 | 4.9 | 9.8 | 14.7 | 19.6 | 24.5 | 29.4 | 34.3 | 39.2 | 44.1 | 49.0 |
| | 16 | 6.1 | 12.2 | 18.3 | 24.4 | 30.5 | 36.6 | 42.7 | 48.8 | 54.9 | 61.0 |
| | 14 | 7.6 | 15.2 | 22.8 | 30.4 | 38.0 | 45.6 | 53.2 | 60.8 | 68.4 | 76.0 |
| | 12 | 9.6 | 19.2 | 28.8 | 38.4 | 48.0 | 57.6 | 67.2 | 76.8 | 86.4 | 96.0 |
| | 10 | 12.6 | 25.2 | 37.8 | 50.4 | 63.0 | 75.6 | 88.2 | 100.8 | 113.4 | 126.0 |
| | 8 | 16.6 | 33.2 | 49.8 | 66.4 | 83.0 | 99.6 | 116.2 | 132.8 | 149.4 | 166.0 |
| | 6 | 21.6 | 43.2 | 64.8 | 86.4 | 108.0 | 129.6 | 151.2 | 172.8 | 194.4 | 216.0 |
| | 4 | 28.8 | 57.6 | 86.4 | 115.2 | 144.0 | 172.8 | 201.6 | 230.4 | 259.2 | 288.0 |
| | 2 | 38.4 | 76.8 | 115.2 | 153.6 | 192.0 | 230.4 | 268.8 | 307.2 | 345.6 | 384.0 |
| | 1/0 | 49.6 | 99.2 | 148.8 | 198.4 | 248.0 | 297.6 | 347.2 | 396.8 | 446.4 | 496.0 |
| | 2/0 | 63.6 | 127.2 | 190.8 | 254.4 | 318.0 | 381.6 | 445.2 | 508.8 | 572.4 | 636.0 |
| | 3/0 | 80.8 | 161.6 | 242.4 | 323.2 | 404.0 | 484.8 | 565.6 | 646.4 | 727.2 | 808.0 |
| 4/0 | 101.6 | 203.2 | 304.8 | 406.4 | 508.0 | 609.6 | 711.2 | 812.8 | 914.4 | 1016.0 | |

TUBERIA CONDUIT. AREAS EN mm²

| DIAM. NOM. (mm) | P.V.C. TIPO NORMAL | | | DIAM. NOM. (mm) | METALICA "R BELGADA" | | | DIAM. NOM. (mm) | P.V.C. TIPO PESADO | | | DIAM. NOM. (mm) | METALICA "R GUESA" | | |
|-----------------|--------------------|-----|-----|-----------------|----------------------|-----|-----|-----------------|--------------------|------|------|-----------------|--------------------|------|------|
| | TOTAL | 25% | 40% | | TOTAL | 25% | 40% | | TOTAL | 25% | 40% | | TOTAL | 25% | 40% |
| 13 | 193 | 40 | 77 | 13 | 198 | 47 | 79 | 13 | 254 | 63 | 111 | 13 | 240 | 60 | 96 |
| 19 | 353 | 80 | 149 | 19 | 359 | 90 | 149 | 19 | 430 | 107 | 172 | 19 | 394 | 98 | 157 |
| 25 | 568 | 142 | 227 | 25 | 555 | 139 | 222 | 25 | 711 | 178 | 284 | 25 | 622 | 156 | 249 |
| 32 | 941 | 240 | 384 | 32 | 972 | 243 | 389 | 32 | 1175 | 294 | 470 | 32 | 1057 | 269 | 423 |
| 38 | 1346 | 326 | 522 | 38 | 1339 | 334 | 535 | 38 | 1533 | 383 | 613 | 38 | 1424 | 356 | 570 |
| 51 | 2163 | 541 | 865 | 51 | 2128 | 547 | 875 | 51 | 2409 | 602 | 963 | 51 | 2314 | 578 | 926 |
| | | | | | | | | 63 | 3534 | 883 | 1413 | 63 | 3440 | 860 | 1376 |
| | | | | | | | | 76 | 5424 | 1358 | 2173 | 76 | 5291 | 1323 | 2116 |
| | | | | | | | | 102 | 7824 | 1906 | 2989 | 102 | 8927 | 2239 | 3575 |

NOTA -

UTILIZAR:

- a.) - 25% PARA OBRAS NUEVAS
- b.) - 40% PARA OBRAS EXISTENTES
- * - AREA APROXIMADA, MAXIMO 5% CONDUCTORES EN UN DUCTO, SIN EXCEPCION DE HILAS DE CONTROL.

| DIAM. NOM. (mm) | ASBESTO-CEMENTO. | | |
|-----------------|------------------|------|------|
| | TOTAL | 25% | 40% |
| 51 | 1762 | 441 | 705 |
| 63 | 3017 | 754 | 1207 |
| 76 | 4534 | 1133 | 1814 |
| 102 | 7850 | 1962 | 3140 |
| 152 | 17028 | 4357 | 6971 |

| DIMENSION (mm) | DUCTO METALICO - CUADRADO EMBISAGRADO. | | |
|----------------|--|------------------------|------------------------|
| | TOTAL (mm ²) | 25% (mm ²) | 40% (mm ²) |
| 65x65 | *4225 | *1267 | *1690 |
| 100x100 | *10000 | *3000 | *4000 |
| 150x150 | *22500 | *6750 | *9000 |
| 50x100 | *5000 | *1500 | *2000 |

EXISTEN CUATRO TIPOS DE FORROS PRINCIPALES
PARA LOS CONDUCTORES QUE SON:

1.-T.W. a base de PVC. (cloruro de polivinilo) su uso es general en interiores con ambiente humedo o seco, características, tensión a 600 volts. temperatura maxima 40° C.

2.-THW. a base de goma termoplastica (plastilac) resistente al calor y la humedad, mayor capacidad de conduccion en amperes que el anterior, uso general en edificaciones con ambiente humedo o seco. Características tension a 600 V. temperatura maxima a 60° C.

3.-Vinanel 900 a base de PVC. (cloruro de polivinilo) especial, resistente al calor, humedad y agentes quimicos, no propaga las llamas, gran capacidad de conduccion y resistente a sobrecargas. Uso general en la industria, edificios publicos, hoteles, etc.

Características tension 600 volts. temperatura maxima 90° C. al aire.

4.-Vinanel nylon a base de dos capas termoplasticas la primera de PVC. de alta rigidez dielectrica, gran capacidad termica y gran flexibilidad.

La segunda de nylon de alta rigidez dielectrica y gran resistencia mecanica, no propaga las llamas, características tension 600 volts, temperatura maxima 90° C. Su uso en alimentacion secundaria a transformadores, tableros generales, table-

ros de distribución en baja tensión, circuitos de alumbrado y fuerza, así como acometidas de Cia., de Luz.

EXISTEN OTROS TIPOS DE AISLAMIENTO

PARA USOS ESPECIFICOS COMO:

- a).-Alambre o cable duplex con endidura *SE UTILIZA EN EXTENSIONES, O INST. PROVISORIALES*
- b).-Bipolar con aislamiento de vinamyl *PARA EQUIPO ELECTRONICO, ETC, ANTENAS*
- c).-Cordon flexible *SE UTILIZA EN PARRILLAS, PLANCHAS ETC.*
- d).-Cordon para uso rudo *SE UTILIZA PARA EXTENSIONES, A LA INTEMPERIE*
- e).-Cordon con forro de asbesto o algodón *SE UTILIZA EN PARRILLAS, HORNOS, PLANCHAS.*

SIMBOLOGIA

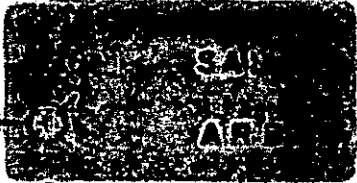














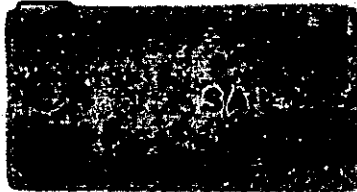







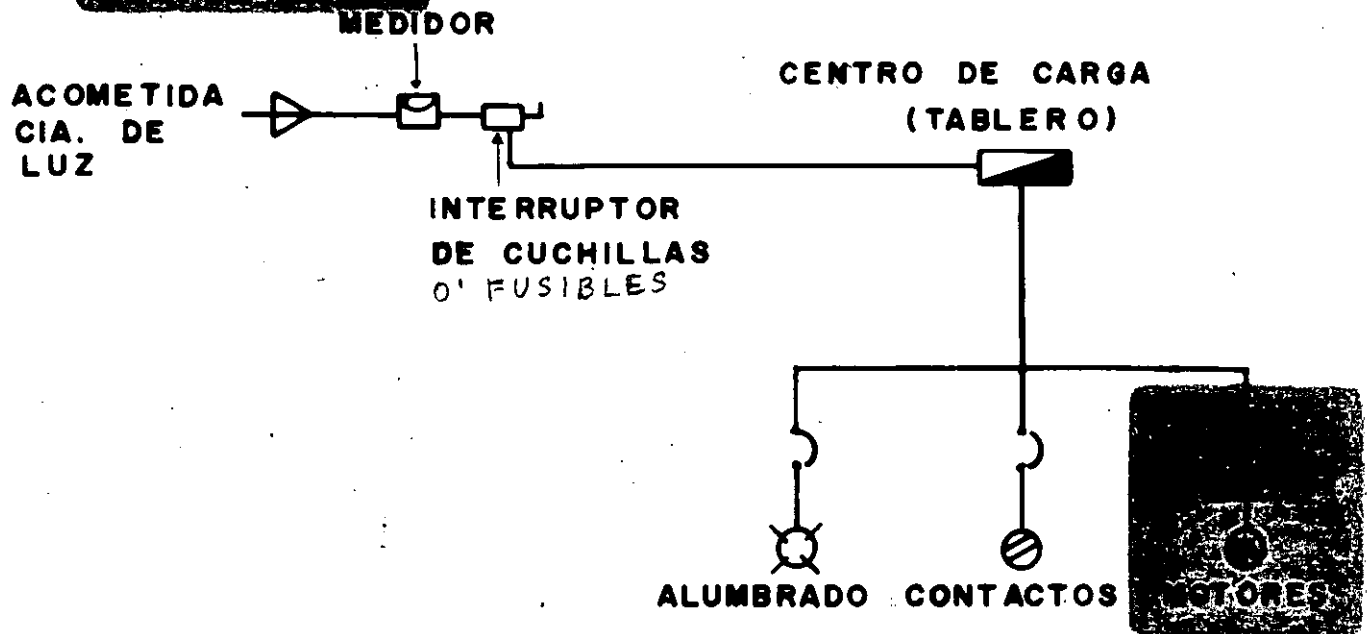
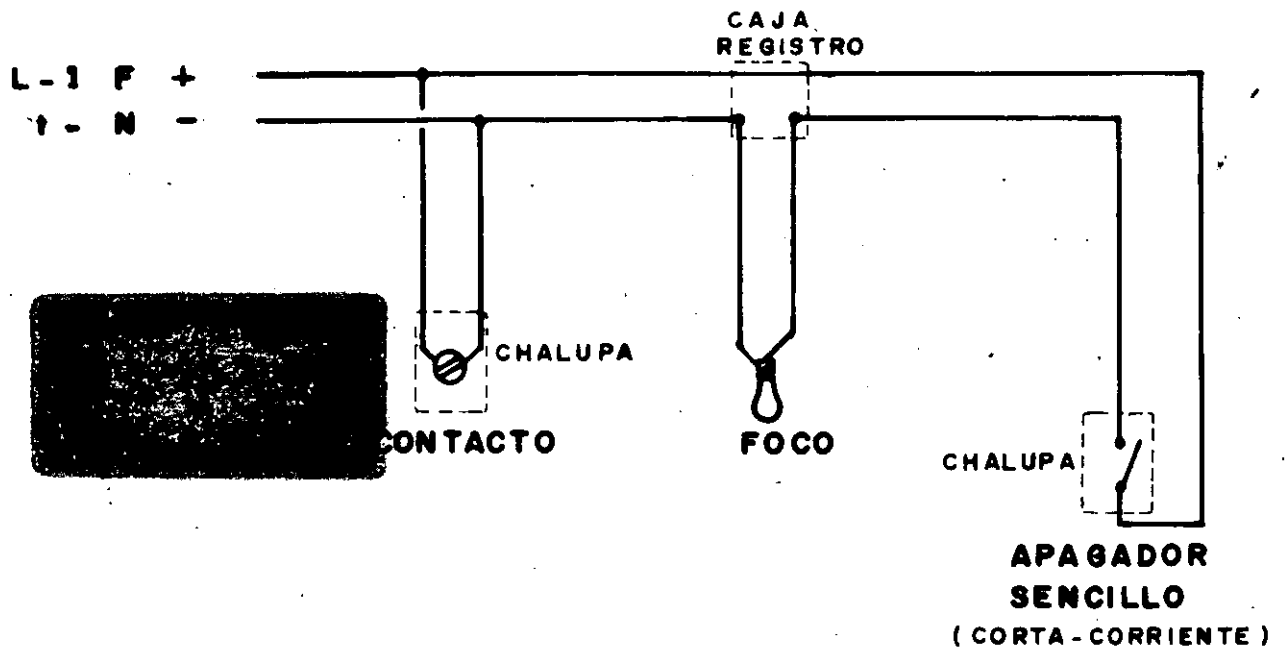
| | |
|---|------------------------------------|
|  | INCANDESCENTE |
|  | SPOT |
|  | LUMINARIA FLUORESCENTE |
|  | REFLECTOR |
|  | APAGADOR SENCILLO |
|  | APAGADOR DE ESCALERA |
|  | CONTACTO MONOFASICO |
|  | CONTACTO MONOFASICO EN PISO |
|  | CONTACTO TRIFASICO |
|  | SALIDA PARA MOTOR |
|  | SALIDA PARA MOTOR |
|  | BOTON - TIMBRE |
|  | TIMBRE (CAMPANA) |
|  | INTERRUPTOR DE NAVAJAS EN DIAGRAMA |
|  | INTERRUPTOR DE NAVAJAS EN PLANO |
|  | CAJON DE DISTRIBUCION |
|  | SALIDA PARA ANTENA |
|  | SALIDA PARA LA CIA. DE LUZ |
|  | SALIDA A TIERRA |
|  | INTERRUPTOR TERMOMAGNETICO |
|  | PORTERO ELECTRICO |
|  | TUBERIA POR MURO, LOZA O PLAFON |
|  | TUBERIA POR PISO |

DIAGRAMA TIPICO PARA CASAS

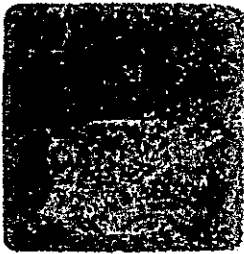
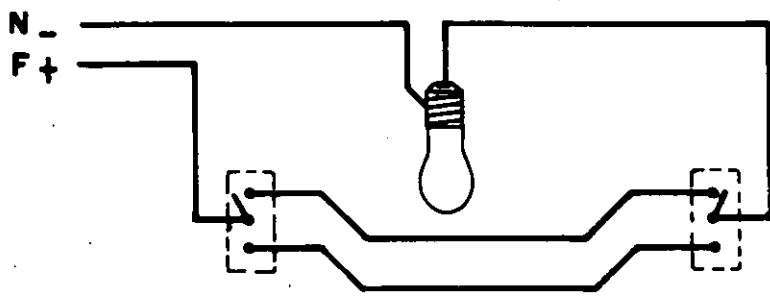


DIAGRAMAS ELEMENTALES





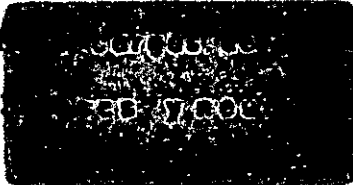
CONEXIÓN DE UN APAGADOR DE ESCALERA O TRES VIAS



SUMINISTROS AUTORIZADOS POR CIA. DE LUZ

Para casas habitación o locales pequeños cuya carga no pase de 4,000 w., proporcionaran la alimentación en 1 fase y neutro (monofásica 2 hilos)

Para cargas de 4,000 a 8,000w., la alimentación será de 2 fases y neutro (bifásica 3 hilos)



Para cargas de 8,000 a 12,000w., en adelante la alimentación será de trifásica 4 hilos)

SUB-ESTACIONES

EXISTEN DOS TIPOS PRINCIPALES:

- a).-Tipo rural en poste con capacidad máxima de 75 kva en un poste, o 112,5 kva en dos postes.

CAPACIDAD DE CORRIENTE PROMEDIO DE LOS
 CONDUCTORES DE 1 A 3 EN TUBO CONDUIT
 (TODOS HILOS DE FASE) A LA INTERPERIE

TABLA No. 2

| CALIBRE A. W. G. ° M. C. M. | TIPO DE AISLAMIENTO | | | A LA INTERPERIE | |
|--------------------------------------|---------------------|------|-----------------------------------|-----------------|-----------------------------|
| | TW | THW | VINANEL-NYLON Y VINANEL 900 | TW | VYNANEL NYLON 900 THW |
| 14 | 15 AMP | 25 A | 25 AMP | 20 A | 30 AMP |
| 12 | 20 | 30 | 30 | 25 | 40 |
| 10 | 30 | 40 | 40 | 40 | 55 |
| 8 | 40 | 50 | 50 | 55 | 70 |
| 6 | 55 | 70 | 70 | 80 | 100 |
| 4 | 70 | 90 | 90 | 105 | 135 |
| 2 | 95 | 120 | 120 | 140 | 180 |
| 0 | 125 | 155 | 155 | 195 | 245 |
| 00 | 145 | 185 | 185 | 225 | 285 |
| 000 | 165 | 210 | 210 | 260 | 330 |
| 0000 | 195 | 235 | 235 | 300 | 385 |
| 250 | 215 | 270 | 270 | 340 | 425 |
| 300 | 240 | 300 | 300 | 375 | 480 |
| 350 | 260 | 325 | 325 | 420 | 530 |
| 400 | 280 | 360 | 360 | 455 | 575 |
| 500 | 320 | 405 | 405 | 515 | 660 |

| FACTORES DE CORRECCION POR TEMPERATURA AMBIENTE MAYOR 30° | | | | | |
|---|--|--------|------|--|--|
| C° | MULTIPLIQUESE LA CAPACIDAD DE CORRIENTE POR LOS SIGUIENTES FACTORES | | | | |
| 40 | NO SE | 0.88 | 0.90 | | |
| 45 | USA A | NO A | 0.85 | | |
| 50 | MAS DE | MAS | 0.80 | | |
| 55 | 35° | DE 40° | 0.74 | | |

| FACTORES DE CORRECCION POR AGRUPAMIENTO | |
|---|------|
| DE 4 a 6 CONDUCTORES | 80 % |
| DE 7 a 20 CONDUCTORES | 70 % |
| DE 21 a 30 CONDUCTORES | 60 % |

b).-Tipo gabinete para interior o exterior

Estas se utilizan cuando las cargas de las edificaciones son mayores de 40,000 W., y que exista línea de alta tensión en servicio municipal.

El servicio de alta tensión puede ser en 23,000, 13,200 o 6,000 volts, y la salida de la sub-estación puede ser en 440, 220 o 127 volts., de acuerdo a las necesidades de la edificación.

La cuota en alta tensión, baja hasta un 40% en relación a la baja tensión.

CALCULO DE CONDUCTORES.

Por reglamento se dice que podemos utilizar conductor calibre 14 en apagadores y calibre 12 ^{en} de contactos y lamparas.

Pero con el incremento de estos se aumentaran los calibres de los conductores.

La formula que se utiliza para el calculo de cargas monofa-

sicas es
$$I = \frac{W}{En \cos \phi}$$

Donde: I=Intensidad de corriente en ámps.

W=Carga en Watts.

E=Corriente en Volts. (127.5)

Cos. ϕ =Factor de Potencia (0.85 constante)

Ejem. Si tenemos una carga de 3,800 W., aplicando la formula nos dara:

$$I = \frac{3,800}{127.5 \times 0.85} = 35 \text{ Amps.}$$

A estos resultados se les debe aplicar un factor de utilizacion o factor de demanda que varia del 60 al 90% dependiendo del tipo de servicio que se trate, para este caso tomaremos el 70% para obtener la corriente maxima efectiva o corregida.

$$I_c = 35 \times 0.70 = 24.5 \text{ Amps.}$$

Para esta corriente de acuerdo a la tabla siguiente necesitaremos conductores con aislamientos tipo T.W. cal. 10 que transportan hasta 30 Amps. en condiciones normales.

CALCULO DE LA TUBERIA

Dos conductores calibre 10 ocupan una area total de 27.98 mm² segun la tabla siguiente, por lo que pueden alojarse en un tubo de 13 mm. de diametro ya que se puede ocupar hasta 78 mm² de su area.

De acuerdo al reglamento solo se debe ocupar el 40% del area de los tubos y ductos.

PARA CORRIENTE ^{BI} ~~Mono~~ FASICA A TRES HILOS (2F-IN)

SE DEBERA UTILIZAR LA SIGUIENTE FORMULA:

$$I = \frac{W}{2 E_n \cos \phi}$$

PARA CORRIENTE TRIFASICA A CUATRO HILOS (3F-IN)

SE DEBERA UTILIZAR LA SIGUIENTE FORMULA:

$$I = \frac{W}{\sqrt{3} E_n \cos \phi}$$

Ejemplo: Datos W=28,000
 E_n=220 volts.
 Cos. ϕ = 0.85
 F. D.=0.70

SUBSTITUYENDO TENDREMOS

$$I = \frac{28,000}{\sqrt{3} \times 220 \times 0.85} = 86.55 \text{ Amps.}$$

$$I_c = 86.55 \times 0.70 = 60.58 \text{ Amps.}$$

Para esta corriente se necesitan conductores calibre 4 que transportan en condiciones normales hasta 70 amps.

Serian cuatro conductores calibre 4, aunque por el hilo de neutro no circula corriente y de acuerdo al reglamento se puede disminuir un calibre o sean 3 calibre 4 y un calibre 6. Para calcular la tuberia sumamos sus areas.

$$\begin{array}{r} 3 \text{ No. } 4 = 195 \\ 1 \text{ No. } 6 = 49 \\ \hline 244 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Por lo que el diametro de la tuberia sera de ~~35~~³² mm. de la cual se pueden ocupar hasta ~~250~~³⁸⁴ mm² de su area.

La corriente tambien debera calcularse por caida de tension originada por la distancia que recorre en sus alimentadores.

En un proyecto con corriente bifasica o trifasica la carga de las fases debera ser equivalente, para que estas esten balanceadas ya que el reglamento exige que el desbalanceo sea menor del 5%.

PARA ESTO SE UTILIZA LA FORMULA SIGUIENTE:

$$D.F. = \frac{\text{FASE MAYOR} - \text{FASE MENOR}}{\text{FASE MAYOR}} \times 100 = \% \text{ DESB.}$$

Es recomendable separar los circuitos de alumbrado, contactos motores y aparatos especiales.

Cada circuito debera tener una carga maxima de 2,000 W., ya que esta carga nos origina lo siguiente:

$$I = \frac{2,000}{127.5 \times 0.85} = 18.46 \text{ Amps.}$$

$$I_c = 18.46 \times 0.70 = 12.92 \text{ Amps.}$$

Ya que el interruptor termomagnetico mas pequeño, que se coloca en el tablero es de 15 amperes.

El centro de carga debera ubicarse en un punto medio de la edificacion para que el recorrido de los alimentadores sea + o - el mismo. *Y LA CAIDA DE TENSION SE REDUSCA.*

PROTECCION CONTRA SOBRECORRIENTE

Al circular la corriente produce un calentamiento y si este es excesivo produce daño en los aislamientos de los conductores y como consecuencia se produce un corto circuito.

Para proteger las instalaciones se colocan los interruptores de seguridad o cuchillas con fusibles de acuerdo a la carga instalada.

Los interruptores termomagneticos protegen además de calentamiento por bajo voltaje en cualquier fase.

CAPACIDAD
H.P.

CAPACIDAD
Monof. Kwatts.

CAPACIDAD
Trif. Kwatts.

KW/HP

| | | | |
|---------------|-------|--------|---------------|
| 1/20 = 0.0500 | 0.060 | | 1.200 |
| 1/16 = 0.0625 | 0.080 | | 1.280 |
| 1/8 = 0.1250 | 0.150 | | 1.200 |
| 1/6 = 0.1666 | 0.202 | | 1.212 |
| 1/5 = 0.20000 | 0.233 | | 1.165 |
| 0.25 | 0.293 | 0.264 | 1.172 - 1.056 |
| 0.33 | 0.395 | 0.355 | 1.197 - 1.075 |
| 0.50 | 0.527 | 0.507 | 1.054 - 1.014 |
| 0.67 | 0.700 | 0.668 | 1.044 - 0.997 |
| 0.75 | 0.780 | 0.740 | 1.040 - 0.986 |
| 1.00 | 0.993 | 0.953 | 0.993 - 0.953 |
| 1.25 | 1.236 | 1.190 | 0.988 - 0.952 |
| 1.50 | 1.480 | 1.418 | 0.986 - 0.945 |
| 1.75 | 1.628 | 1.522 | 0.925 - 0.926 |
| 2.00 | 1.935 | 1.844 | 0.967 - 0.922 |
| 2.25 | 2.168 | 2.067 | 0.963 - 0.918 |
| 2.50 | 2.390 | 2.290 | 0.956 - 0.916 |
| 2.75 | 2.574 | 2.503 | 9.936 - 0.910 |
| 3.00 | 2.766 | 2.726 | 0.922 - 0.908 |
| 3.25 | | 2.959 | 0.910 |
| 3.50 | | 3.182 | 0.909 |
| 3.75 | | 3.415 | 0.910 |
| 4.00 | | 3.618 | 0.904 |
| 4.25 | | 3.840 | 0.903 |
| 4.50 | | 4.074 | 0.905 |
| 4.75 | | 4.266 | 0.898 |
| 5.00 | | 4.490 | 0.898 |
| 5.50 | | 4.945 | 0.899 |
| 6.00 | | 5.390 | 0.898 |
| 6.50 | | 5.836 | 0.897 |
| 7.00 | | 6.293 | 0.899 |
| 7.50 | | 6.577 | 0.877 |
| 8.00 | | 7.022 | 0.877 |
| 8.50 | | 7.458 | 0.877 |
| 9.00 | | 7.894 | 0.877 |
| 9.50 | | 8.340 | 0.877 |
| 10.00 | | 8.674 | 0.867 |
| 11.00 | | 9.535 | 0.867 |
| 12.00 | | 10.407 | 0.867 |
| 13.00 | | 11.278 | 0.867 |
| 14.00 | | 12.140 | 0.867 |
| 15.00 | | 12.860 | 0.857 |
| 16.00 | | 13.720 | 0.957 |
| 20.00 | | 16.953 | 0.847 |
| 25.00 | | 21.188 | 0.847 |
| 30.00 | | 24.725 | 0.824 |
| 40.00 | | 32.609 | 0.815 |
| 50.00 | | 40.756 | 0.815 |

Para determinar la capacidad en Kwatts para motores con más de 50 caballos de potencia, multiplíquense los caballos de potencia por 0.8.-

I L U M I N A C I O N

Anteriormente se utilizaba como unidad luminica la bujia (intensidad de una vela ahora se tomo unidad de flujo luminico al lumen (1 bujia = 12 lumenes)

Existe una tabla de niveles medios de alumbrado, autorizada por el reglamento de la direccion general de electricidad.

Hay varias formulas para hacer los calculos por ejemplo:

PARA OBTENER EL FLUJO TOTAL EN LUMENES.

$$F_t = \frac{E \times S}{U \times C}$$

Donde: Ft=Flujo total

E=Claridad en luxes.

S=Superficie alumbrada

en M2

U=coeficiente de utilizacion

C=Coeficiente de depreciacion

PARA OBTENER EL NUMERO DE APARATOS DE ALUMBRADO

$$N = \frac{F_t}{F_a}$$

Donde: F_t = Flujo total en lumenes

F_a = Flujo por luminar en lumenes

(dato de catalogo)

PARA OBTENER EL COEFICIENTE DE UTILIZACION

$$U = \frac{E \times S}{F_l}$$

Donde: E = Claridad en luxes

S = Superficie en M2 del plano de trabajo

F_l = Flujo total de las lamparas en lumenes

Existe un metodo muy practico llamado del lumen y lo explicaremos con un ejemplo: datos; tenemos un despacho con 25 M2 de area queremos que tenga una intensidad luminica de 150 luxes/M2. Lo vamos a iluminar con lamparas incandescentes sabemos por tabla o catalogo que un foco de 100 W. nos produce 800 luxes por M2 a 2.20 mts. de altura, lo resolvemos de la siguiente forma:

$$\frac{25 \times 150}{800} = 4.6 \text{ focos (5 de 100 W.) o SU EQUIVALENTE EN FLUORESCENTE.}$$

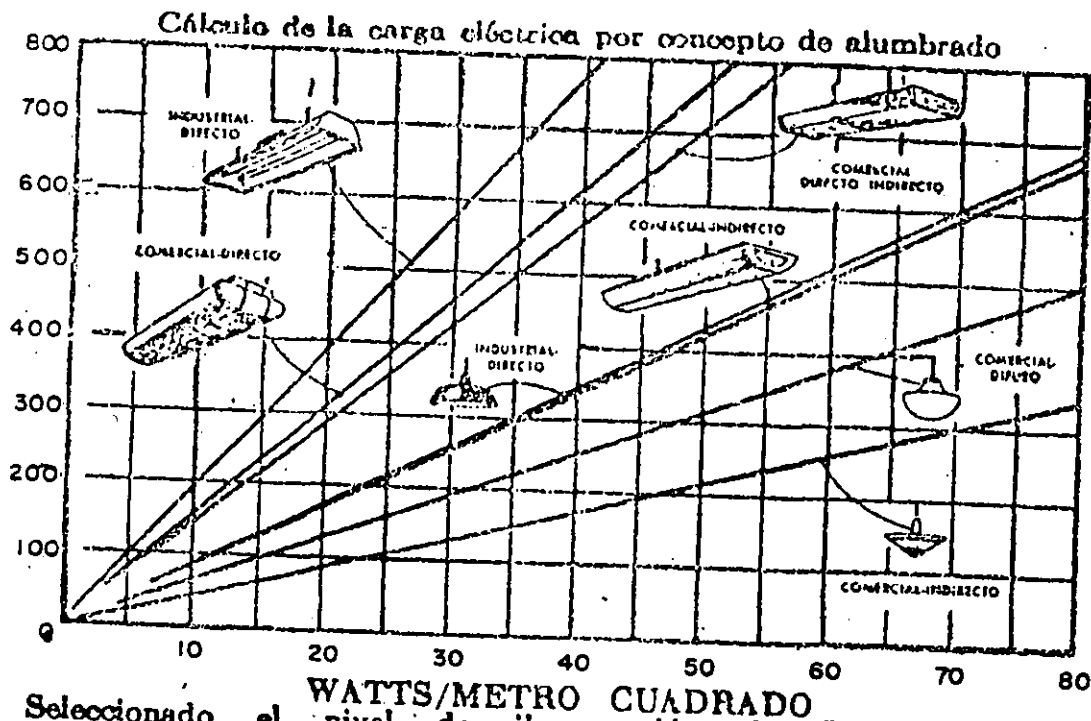
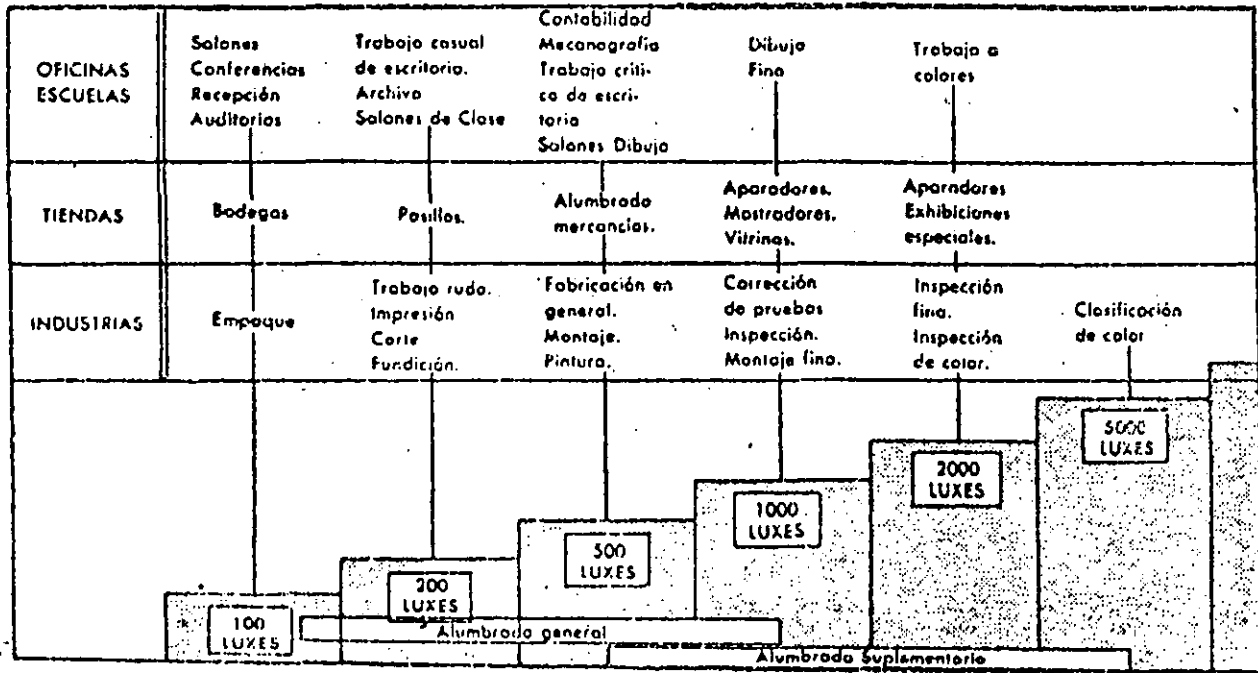
ALUMBRADO

NIVELES MEDIOS DE ALUMBRADO RECOMENDABLES

| Locales cerrados o vías públicas a iluminar | Alumbrado medio lux | |
|---|---------------------------|----|
| <i>Talleres</i> | | |
| Trabajos bastos: almacenaje, manejo, etc. | 80 a 100 | |
| Trabajos finos: mecanización, control | 150 a 250 | |
| Trabajos muy finos: rectificación, medida | 800 a 1000* | |
| <i>Oficinas</i> | | |
| Despachos | 150 a 250 | |
| Oficinas de dibujo | 300 a 600 | |
| Excusados y locales adjuntos | 60 a 100 | |
| <i>Almacenes</i> | | |
| Almacenes propiamente dichos | 200 a 300 | |
| Escaparates: según las calles y los prod. expuestos | 500 a 2000 | |
| Excusados y locales adjuntos | 60 a 100 | |
| <i>Escuelas</i> | | |
| Salas de clase | 120 a 200 | |
| Salas de dibujo o de costura | 200 a 250 | |
| Laboratorios varios | 150 a 200 | |
| <i>Hoteles y edificios públicos</i> | | |
| Halls | 80 a 120 | |
| Salas de lectura | 125 a 200 | |
| Comedores | 120 a 150 | |
| Cocinas | 120 a 150 | |
| Pasillos y excusados | 40 a 50 | |
| Habitaciones | 60 a 75 | |
| <i>Casas particulares</i> | | |
| Salones (preferentemente alumbrado indirecto) | 100 a 120 | |
| Comedores | 120 a 150 | |
| Despachos | 120 a 150 | |
| Cocinas | 100 a 150 | |
| Vestibulos, trasteros | 50 a 100 | |
| <i>Vías públicas</i> | | |
| | A | B |
| Carreteras interurbanas y arterias periféricas | 15 | 20 |
| Vías urbanas de gran tráfico | 8 | 15 |
| Vías urbanas de tráfico mediano | 8 | 8 |
| Vías urbanas de poco tráfico | 2 | 5 |

* localmente. — A. Vías curvas. — B. Vías oblicuas

NIVELES DE ILUMINACION RECOMENDABLES LUXES o LUMENS/m²



Seleccionado el nivel de iluminación de Luxes adecuado determinense los Watts por metro cuadrado en la gráfica correspondiente al tipo de equipo de alumbrado escogido.

INSTALACIONES HIDRAULICAS.

1.- DEFINICION

Es el conjunto de tuberias, conexiones, válvulas, cisternas, bombas, tinacos y accesorios. Que nos proporcionaran un servicio satisfactorio de acuerdo a las necesidades de nuestra obra.

2.- MATERIALES EN GENERAL

a.-Tuberias de Cobre. Deberan ser tipo "M" con extremos lisos y conexiones para soldar, existe gran variedad de conexiones y accesorios para realizar una Instalación completa y funcional.

Usos generales en cualquier edificación es conveniente que se instale ahogada en pisos, muros etc. por tener poca resistencia mecánica y no debe instalarse aparente ni en zonas jardinadas o de tierra suelta.

Se puede utilizar para conducir agua fria, agua caliente, aire y aceites.

b.- Tuberias de acero galvanizado. Deberan ser -- tipo "A" cédula 40, con extremos roscados para recibir las conexiones y accesorios con los cuales se puede realizar una Instalación completa y funcional. Su costo en 30 % menor que el cobre.

Usos generales en cualquier edificación puede instalarse ahogada o aparente, tiene buena resistencia mecánica. Se puede utilizar para agua fria, -

agua caliente, gas, aire y aceite.

c.- Tuberías de PVC. Deben ser tipo RD. 26 Hidráulica existe con extremos lisos y conexiones para cementar o con campana y anillo de ajuste, existe gran variedad de conexiones y accesorios para realizar una instalación completa y funcional.

Usos restringidos a conducir solo agua fría su resistencia al calor es de 60° C. máximo por lo que no debe utilizarse para agua caliente. En poblaciones costeras es muy usual por resistir la corrosión. También se utiliza en redes exteriores de agua por ser muy maleable y fácil de instalar. Su costo es 40 % menor que el cobre.

3.- CALCULO DE LA TOMA DOMICILIARIA

Se toma como base el consumo dependiendo del número de personas que habitan la edificación.

Se anexa tabla de consumos.

Ejemplo:

Una casa con cinco personas, con un consumo de 200 lts. por persona y por día = 1,000 lts./día. Suponemos un tiempo de servicio de agua de la Red municipal de 12 hs. (43,200 seg.) Podemos hacer la siguiente operación.

$$\text{GASTO} = \frac{1,000}{43,200} = 0.023 \text{ L.P.S.}$$

Ahora aplicando la siguiente fórmula tenemos.

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \text{ SUBST. } \sqrt{\frac{4 \times 0.000023}{3.14 \times 1}} = 0.0054 \text{ M} = 5.4 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el diámetro de la toma será de 13 mm. - siendo este el tubo más pequeño que autoriza la--

oficina de AGUA POTABLE.

Ejemplo 2. Si se tratara de un Condominio de 20 Departamentos con cinco personas por departamento tendríamos :

$$\text{GASTO} = \frac{20,000}{43,200} = 0.46 \text{ LPS.}$$

$$\text{SUBST. } \phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.00046}{3.14 \times 1}} = 0.024 \text{ M.} = 24 \text{ mm.}$$

Por lo que el diámetro de la toma será de 25 mm. (1")

4.- CALCULO DE LOS DIAMETROS DE LAS TUBERIAS

Primero se transforman los muebles en Unidades Mueble de acuerdo a sus características y tomando como base la tabla que se anexa.

Una vez obtenidas las U.M. y si el sistema es de -- alta presión (Fluxómetros) aplicamos la siguiente fórmula : $\text{GASTO} = \sqrt{\frac{\text{U.M.}}{5}}$

Si el sistema es de baja presión (excusados de tanque) se utilizara la siguiente fórmula : $\text{GASTO} = \sqrt{\frac{\text{U.M.}}{15}}$

Cuando se ha obtenido el gasto se aplicará la siguiente fórmula para obtener los diámetros :

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

Donde : Q= litros en metros cúbicos

V= velocidad en mts./seg.

Se anexan tablas para el cálculo del gasto y de los diámetros.

5.- CALCULO DE CISTERNAS Y TINACOS

Tomando en cuenta el gasto por dia se debera considerar una reserva que puede ser del 50 al 100 % del -- mismo gasto. y teniendo el gasto total se dividirá -- de la siguiente manera :

2/3 partes del volumen = capacidad de cisterna

1/3 parte del volumen = capacidad de tinacos.

Ejemplo :

La misma casa con cinco personas.

gasto de 200 lts./pers./dia.....1,000 lts.

reserva del 100 %1,000.lts.

gasto total2,000 lts.

agua en cisterna.....1,333 lts.

agua en tinaco 667 lts.

6.- CALCULO DE LA BOMBA

La fórmula que aplicaremos para este caso será :

$$C.P. = \frac{Q \times h}{76 \times Ef}$$

Donde : Q = gasto en litros por segundo ($\times 1.25$)

h = altura total de descarga

76 = constante de presión

Ef. = eficiencia (del 70 al 90 % segun zona)

Ejemplo : Datos. Q = 5.0 l.p.s.

h = 20.00 mts.

Substituyendo : $C.P. = \frac{5 \times 20}{76 \times .70} = 1.8$

Por lo tanto nuestra bomba debera estar acoplada a un motor eléctrico 2.0 c.p. (Por ser esta la capacidad del motor inmediato superior comercial)

7.-Los Fluxómetros necesitan una presión mínima de agua de 7 mts. de altura.

8.- CALENTADORES. Se dividen en dos tipos principales de Depósito con capacidad de 25 hasta 240 lts. y de una hasta cinco regaderas. Los otros calentadores son de Paso y abastecen solo a dos regaderas

SIMBOLOGIA INSTALACIONES HIDRAULICAS Y
SANITARIAS.

| | |
|-------------------|-----------------------------|
| — · — · — · — · — | AGUA FRIA |
| — · · · — · · · — | AGUA CALIENTE |
| — · · · — · · · — | RETORNO DE AGUA CALIENTE |
| — ⊗ — | VALVULA DE COMPUERTA |
| — ⊗ — | VALVULA DE GLOBO |
| — G — | GAS |
| — A — | AIRE |
| — C.I. — | CONTRA-INCENDIO |
| — V — | VAPOR |
| — R.V. — | RETORNO DE VAPOR |
| — ⊗ — | VALVULA DE RETENCION |
| — ⊗ — | VALVULA PARA MANGUERA |
| — ⊗ — | VALVULA FLOTADOR |
| — ⊗ — | VALVULA DE PASO PARA GAS |
| — ⊗ — | TUERCA UNION |
| — ⊗ — | VALVULA DE ALIVIO |
| V.E.A. | VALVULA ELIMINADORA DE AIRE |

| | |
|-------------------|---------------------------|
| — — — — — | DESAGÜES |
| — · — · — · — · — | VENTILACION |
| ⊗ | COLADERA |
| ⊗ | REGISTRO |
| O.H | OBTURACION HIDRAULICA. |
| T.R. | TAPON REGISTRO |
| B.A.N. | BAJADA DE AGUAS NEGRAS |
| B.A.C. | BAJADA DE AGUAS CLARAS |
| B.A.J. | BAJADA DE AGUAS JABONOSAS |
| B.A.P. | BAJADA DE AGUAS PLUVIALES |
| T.V. | TUBO VENTILADOR |
| — — — — — | CONCRETO-ALBAÑAL |

MUEBLES SANITARIOS QUE COMO MINIMO SE REQUIEREN EN DIVERSOS TIPOS DE EDIFICIOS:

HABITACIONES
 | EXCUSADO POR VIVIENDA O DEPARTAMENTO
 | LAVABO
 | TINA REGADERA
 | FREGADERO
 | LAVADERO

ESCUELAS primarias:
 | EXCUSADO POR CADA 100 NIÑOS O FRACCION
 | EXCUSADO " " 35 NIÑAS.
 | URINARIO " " 30 NIÑOS.
 | LAVABO " " 60 PERSONAS.
 | BEBEDERO " " 75 PERSONAS.

ESCUELAS secundarias:
 | EXCUSADO POR CADA 100 HOMBRES.
 | EXCUSADO " " 45 MUJERES.
 | URINARIO " " 30 HOMBRES.
 | LAVABO " " 100 PERSONAS.
 | BEBEDERO " " 75 PERSONAS.

EDIFICIOS DE OFICINAS O PUBLICOS
 | PERSONA POR CADA 10 m.2
 | EXCUSADO 1 - 15 PERSONAS
 2 " 16 - 35 " "
 3 " 36 - 55 " "
 4 " 56 - 80 " "
 5 " 81 - 110 " "
 6 " 111 - 150 " "

| MAS POR CADA 40 PERSONAS ADICIONALES URINARIO- SE SUPRIME UN EXCUSADO POR CADA URINARIO INSTALADO SIN QUE EL NUMERO DE EXCUSADOS SEA MENOR QUE DE 2/3 DE LO ANOTADO.

| | | |
|-------------|----------|----------|
| LAVABO- | 1 - 15 | PERSONAS |
| 2 LAVABOS - | 16 - 35 | PERSONAS |
| 3 " " | 36 - 60 | " " |
| 4 " " | 61 - 90 | " " |
| 5 " " | 91 - 125 | " " |

| ADICIONALES POR CADA 45 PERSONAS MAS O FRACCION.

| BEBEDEROS POR CADA 75 PERSONAS. NO SE DEBEN INSTALAR DENTRO DE LOS SANITARIOS.

CONSUMOS DE AGUA

| CASAS Y GRANJAS: | CONSUMO EN LTS.x DIA |
|---|-----------------------|
| BEBIDA, COCINA, LIMPIEZA POR PERSONA | 40 - 60 |
| LAVADO DE ROPA POR HABITANTE POR DIA | 20 - 30 |
| W.C. POR HABITANTE POR DIA | 40 - 60 |
| CADA DESCARGA DE W.C. FLUX. O CAJA | 15 - 20 |
| BAÑO DE ASIENTO | 30 |
| RIEGO DE PATIOS, JARDINES Y ACERAS SOLO EN DIA CALUROSO | 3 LTS./M ² |
| ABREBAR Y LAVAR UN CABALLO SIN LIMPIEZA DE LA CUADRA | 100 |
| ABREBAR Y LAVAR POR CABEZA DE GANADO MAYOR | 70 |
| ABREBAR Y LAVAR TERNERAS Y CERDOS | 20 |
| ABREBAR Y LAVAR OVEJAS | 15 |
| RASTROS POR CADA RES SACRIFICADA | 350 |
| LAVADEROS POR KG. DE ROPA SECA | 45 |
| BAÑOS, POR CADA BAÑO DE TINA (PUBLICO) | 5000 |
| BAÑOS, POR CADA BAÑO DE REGADERA | 1000 |
| CUARTELES POR HOMBRE POR DIA | 40 - 80 |
| LIMPIEZA DE UN COCHE | 100 |
| HOTELES, CASAS DE DEPTOS | 200 |
| OFICINA | 70 (60-120) |
| DEPARTAMENTOS | |
| 1 RECAMARA (3 PERSONAS) | 600 |
| 2 RECAMARAS (5 PERSONAS) | 1000 |
| 3 RECAMARAS (7 PERSONAS) | 1400 |
| 4 RECAMARAS (9 PERSONAS) | 1800 |
| ESCUELAS POR ALUMNO POR DIA | |
| PRIMARIA O KINDER | 20 |
| SECUNDARIA O PREPARATORIA | 25 |
| UNIVERSIDAD, TECNOLOGICO, NORMAL | 30 |
| INTERNADO | 200 |

EQUIVALENCIA DE LOS MUEBLES EN UNIDADES MUEBLE

| M U E B L E | S E R V I C I O | C O N T R O L | U. M. |
|---------------------|-----------------|---------------|------------------------|
| EXCUSADO | PUBLICO | VALVULA | <u>10</u> |
| EXCUSADO | PUBLICO | TANQUE | <u>5</u> |
| FREGADERO | RESTAURANTE | LLAVE | <u>4</u> |
| LAVABO | PUBLICO | II | <u>2</u> |
| MINGITORIO PEDESTAL | II | VALVULA | 5 <u>10</u> |
| MINGITORIO PARED | II | II | <u>5</u> |
| MINGITORIO PARED | II | TANQUE LLAVE | <u>3</u> |
| REGADERA | II | MEZCLADORA | <u>4</u> |
| TINA | II | LLAVE | <u>4</u> |
| VERTEDERO | OFICINA | II | (3) |
| EXCUSADO | PRIVADO | VALVULA | 6 |
| EXCUSADO | II | TANQUE | 3 |
| FREGADERO | II | LLAVE | 2 |
| GRUPO BAÑO | II | W.C. VALVULA | 8 |
| GRUPO BAÑO | II | W.C. TANQUE | 6 |
| LAVABO | II | LLAVE | 1 |
| LAVADERO | II | II | (3) |
| REGADERA | II | MEZCLADORA | 2 |
| TINA | II | II | 2 |

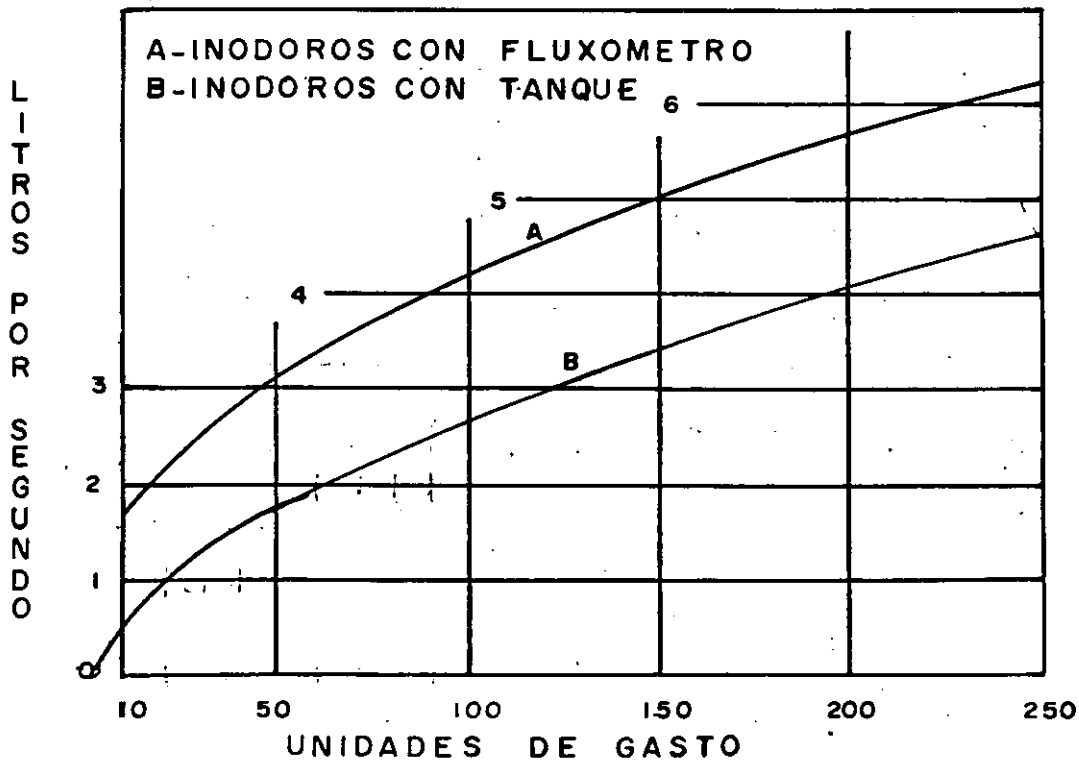
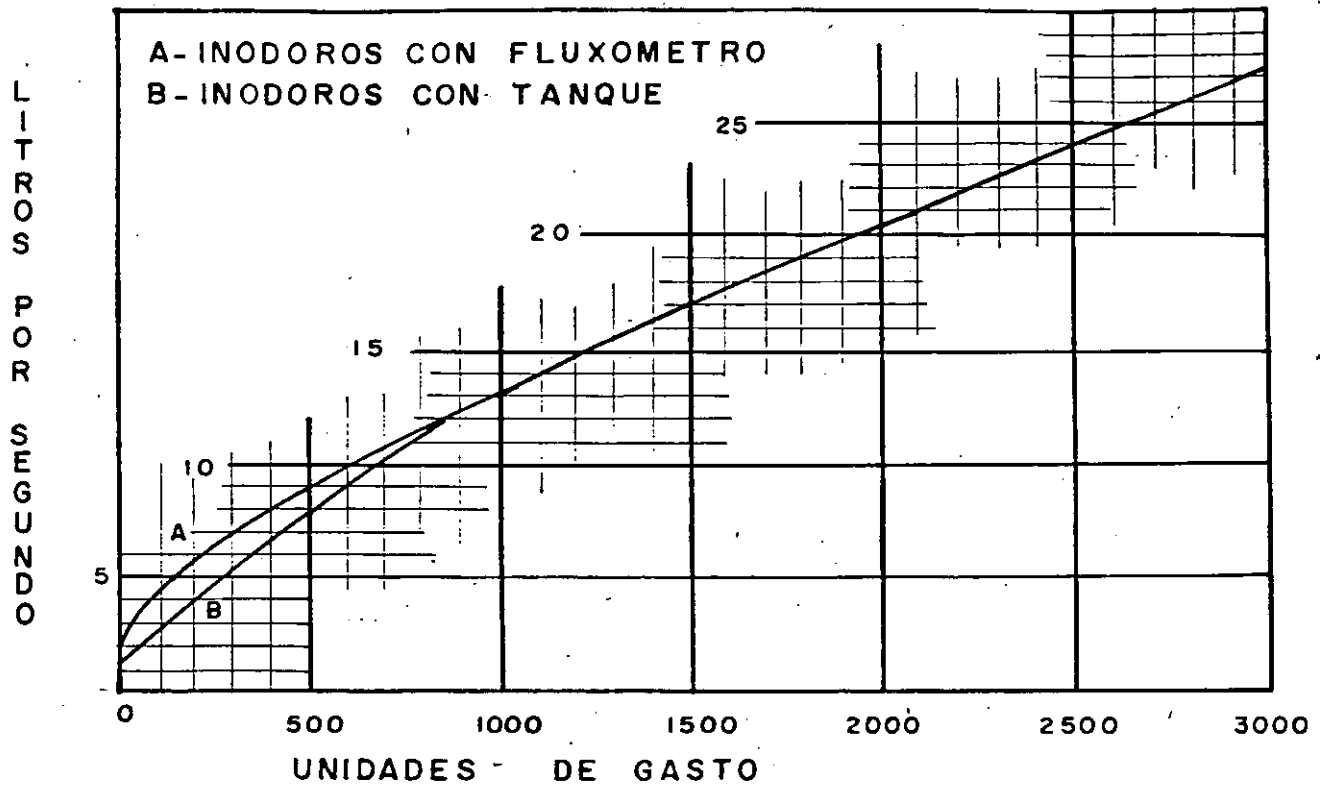
ALIMENTACION DE AGUA A LOS MUEBLES

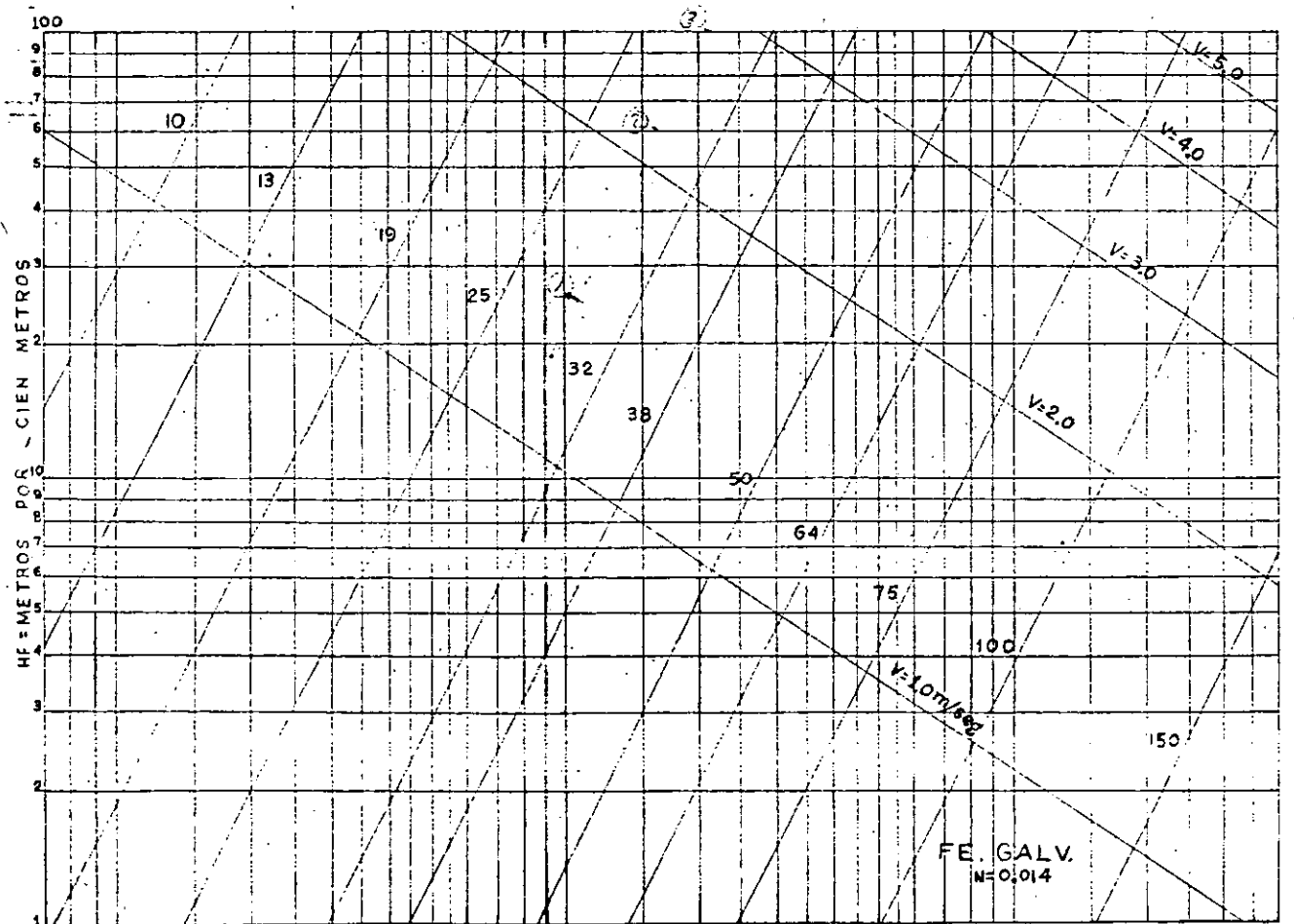
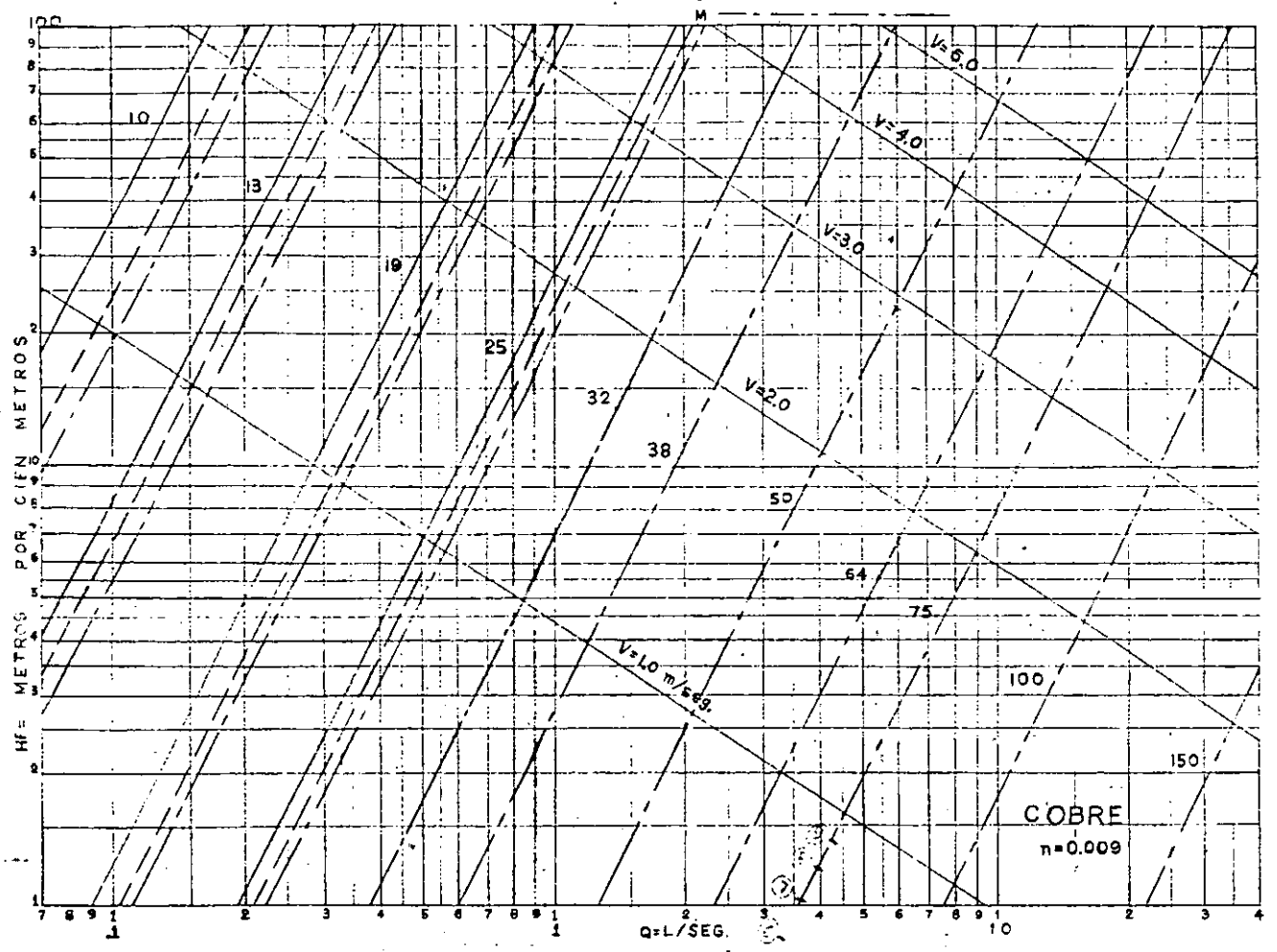
| M U E B L E | DIAM. | M U E B L E | DIAM. |
|------------------------------|-------|-----------------------------|-------|
| BEBEDERO | 10 | LLAVE MANGUERA | 13 |
| EXCUSADO (TANQUE) | 10 | MINGITORIO (TANQUE) | 13 |
| EXCUSADO (VALVULA) 32 | 25 | MINGITORIO (VALVULA) | 19 |
| FREGADERO RESIDENCIA | 13 | REGADERA | 13 |
| FREGADERO COMERCIAL | 19 | TINA | 13 |
| HIDRANTE DE PARED | 13 | VERTEDERO | 13 |
| LAVABO | 10 | VERTEDERO COMBINACION | 13 |
| LAVADERO 1, 2 ó 3 COMP. | 13 | VERTEDERO LAVADO AUTOMATICO | 19 |
| LAVADORA TRASTOS (DOMESTICO) | 13 | | |

PRESION NECESARIA Y CONSUMO DE AGUA DE LOS MUEBLES SANITARIOS

| M U E B L E | PRESION m. | GASTO l.p.m. |
|--------------------|------------|---------------|
| EXCUSADO TANQUE | 10.5 | 11.3 |
| EXCUSADO VALVULA | 7 a 14 | 57 a 151 (85) |
| LLAVE DE AGUA | 5.6 | 11.3 |
| MINGITORIO VALVULA | 10.5 | 57 |
| MANGUERA 15 m. | 21.0 | 19 |
| REGADERA | 8.5 | 19 |
| TINA | 3.5 | 23 |
| VERTEDERO 10 mm. | 7.0 | 17 |
| VERTEDERO 13 mm. | 3.5 | 17 |

GASTO MAXIMO PROBABLE














PERDIDA DE CARGA EN VALVULAS Y CONEXIONES

El cambio brusco de dirección del flujo en una tubería por medio de Codos, Tees, válvulas y curvas causa pérdidas de presión. En práctica común expresar esta pérdida en términos de un equivalente de longitud de tramo recto de tubería del mismo diámetro. Por ejemplo: La pérdida de carga en un codo de 90° equivale a la que se originaría en un tramo recto de tubo de igual diámetro y de 1.08 m. de longitud.

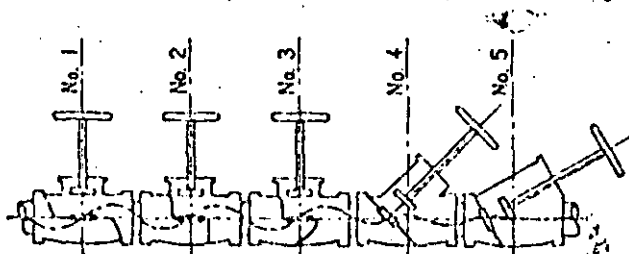
La tabla siguiente contiene pérdidas de carga para las piezas más usuales, expresadas en metros de tramos rectos de tubería del diámetro correspondiente.

RESISTENCIA EN VALVULAS Y CONEXIONES

| DIAMETRO DEL TUBO | CODO | CODO DE RADIO MEDIO | CODO DE RADIO GRANDE | CODO DE 45° | TE | CURVA DE RETORNO | VALVULA DE COMPUERTA ABIERTA | VALVULA DE GLOBOS ABIERTA | VALVULA DE ANGULO ABIERTA | |
|--|---|---|---|---|---|--|---|---|---|---------|
| | STANDARD | | | | | | | | | |
| |  |  |  |  |  |  |  |  |  | |
| mm. | PULO. | | | | | | | | | |
| LONGITUD DE TRAMO RECTO EQUIVALENTE A LA RESISTENCIA AL ESCURRIMIENTO | | | | | | | | | | |
| 13 | 1/2" | 0.457 | 0.427 | 0.335 | 0.235 | 1.036 | 1.158 | 0.106 | 4.877 | 2.560 |
| 19 | 3/4" | 0.671 | 0.540 | 0.427 | 0.305 | 1.372 | 1.524 | 0.143 | 6.705 | 3.656 |
| 25 | 1" | 0.823 | 0.701 | 0.510 | 0.396 | 1.768 | 1.859 | 0.183 | 8.230 | 4.572 |
| 32 | 1 1/4" | 1.126 | 0.914 | 0.732 | 0.488 | 2.377 | 2.591 | 0.244 | 11.278 | 5.436 |
| 39 | 1 1/2" | 1.311 | 1.097 | 0.853 | 0.610 | 2.743 | 3.046 | 0.290 | 13.411 | 6.706 |
| 51 | 2" | 1.676 | 1.402 | 1.067 | 0.762 | 3.353 | 3.962 | 0.366 | 17.374 | 8.534 |
| 64 | 2 1/2" | 1.981 | 1.646 | 1.280 | 0.914 | 4.267 | 4.572 | 0.427 | 20.117 | 10.058 |
| 76 | 3" | 2.469 | 2.073 | 1.554 | 1.158 | 5.182 | 5.486 | 0.518 | 25.908 | 12.802 |
| 89 | 3 1/2" | 2.896 | 2.430 | 1.829 | 1.341 | 5.791 | 6.401 | 0.610 | 30.175 | 15.240 |
| 102 | 4" | 3.353 | 2.774 | 2.134 | 1.524 | 6.706 | 7.315 | 0.701 | 33.526 | 17.678 |
| 114 | 4 1/2" | 3.658 | 3.048 | 2.408 | 1.707 | 7.315 | 8.230 | 0.792 | 39.624 | 18.553 |
| 127 | 5" | 4.267 | 3.658 | 2.713 | 1.859 | 8.230 | 9.449 | 0.854 | 42.672 | 21.336 |
| 152 | 6" | 4.877 | 4.267 | 3.353 | 2.347 | 10.058 | 11.278 | 1.067 | 48.768 | 25.296 |
| 203 | 8" | 6.401 | 5.486 | 4.267 | 3.048 | 13.106 | 14.935 | 1.372 | 67.056 | 33.526 |
| 254 | 10" | 7.925 | 6.706 | 5.182 | 3.962 | 17.069 | 18.593 | 1.737 | 88.392 | 42.672 |
| 305 | 12" | 9.754 | 7.925 | 6.096 | 4.572 | 20.117 | 22.250 | 2.042 | 103.632 | 51.816 |
| 356 | 14" | 10.973 | 9.149 | 7.010 | 5.182 | 23.165 | 25.908 | 2.438 | 118.072 | 57.912 |
| 406 | 16" | 12.802 | 10.668 | 8.230 | 5.791 | 26.518 | 30.480 | 2.743 | 131.064 | 67.056 |
| 457 | 18" | 14.021 | 12.192 | 9.144 | 6.401 | 30.480 | 33.526 | 3.109 | 152.400 | 76.200 |
| 508 | 20" | 15.850 | 13.106 | 10.363 | 7.010 | 33.526 | 38.576 | 3.658 | 170.688 | 85.344 |
| 559 | 22" | 17.676 | 15.240 | 11.278 | 7.620 | 39.624 | 42.672 | 3.962 | 185.928 | 94.488 |
| 610 | 24" | 19.202 | 16.154 | 12.192 | 8.534 | 42.672 | 45.720 | 4.267 | 207.264 | 103.632 |
| 762 | 30" | 24.079 | 20.726 | 15.240 | 10.668 | 50.292 | 57.912 | 5.182 | 262.128 | 128.016 |
| 914 | 36" | 28.651 | 24.079 | 18.288 | 13.106 | 60.960 | 67.056 | 6.096 | 304.800 | 152.400 |
| 1067 | 42" | 36.576 | 28.956 | 21.846 | 15.240 | 73.152 | 78.248 | 7.010 | 365.760 | 182.880 |
| 1219 | 48" | 41.148 | 33.526 | 24.984 | 17.676 | 83.820 | 91.440 | 7.925 | 426.720 | 207.264 |

Además de las válvulas indicadas en la tabla hay muchos otros tipos, algunos de los cuales se muestran a continuación.

Una fórmula para determinar la pérdida de carga a través de las válvulas es la siguiente.



$$h = f \frac{V^2}{2g}$$

h = pérdida de carga en mts.
 V = velocidad en mts./seg.
 f = coeficiente de fricción.

INSTALACIONES SANITARIAS

1.- DEFINICION.

Es el conjunto de tuberias, conexiones y accesorios que nos proporcionarán una instalación satisfactoria de acuerdo a las necesidades de nuestra obra.

2.- MATERIALES

A.- Tuberias de Cobre, debera ser tipo "M" con conexiones soldables existiendo una gran variedad de estas con accesorios para realizar una instalación completa. Para lineas de ventilación debera usarse tuberia tipo "K".

Usos generales en cualquier edificación es recomendable que se use en diámetros de 50 mm. o menores y para mayores usar Fo. fundido.

B.- Tuberia de Acero galvanizado. Debe ser tipo "A" cédula 40. con extremos roscados para recibir las conexiones y accesorios haciendo una instalación completa. Su costo es 30 % menor que el cobre.

Usos generales para desagues aunque se recomienda usarlo en diámetros de 50 mm. o menores y para mayores usar Fo. fundido.

C.-Tuberia de PVC. debe ser tipo Sanitario existen dos clases con extremos lisos y con conexiones para cementar o con campanas para acoplar con lubricante y anillo, hay desde 40 hasta 150 mm. de diámetro. Su costo es 40 % menor que el cobre.

Usos generales en cualquier edificación, Su mano de obra es más rápida y económica, Se utiliza en laboratorios ser resistente a los ácidos.

D.- Tubería de Hierro Fundido, Existen varios tipos y calidades, pero todos bajo una misma norma de calidad su diferencia es unicamente el precio. Existen en diámetros desde 50 mm. hasta 200 mm. comercialmente y en diámetros mayores solo sobre pedido. Se utiliza en cualquier tipo de edificación principalmente en bajadas de aguas negras y pluviales.

Su costo es tres veces menor que el cobre.

E.- Tubería de Concreto Simple de 10 a 45 cm. de diámetro y para mayores con armado. Su uso es para Albañal o sea exterior a las edificaciones y para unir registros y pozos de visita.

3.- CALCULO DE LOS DIAMETROS

Primero se deben transformar los muebles Sanitarios en Unidades Mueble para poder aplicar las fórmulas que se mencionaron en el capítulo de Inst. Hidráulicas. Ya existen por reglamento los diámetros nominales para cada uno de los muebles.

Se anexan Tablas y Homogramas.

Cuando ya se conoce el gasto se puede aplicar la fórmula de Manning que es :

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

Donde : V = velocidad en mts./seg.

n = coeficiente de fricción de la tubería

r = radio hidráulico

s = pendiente en mm/mt.

D E S A G Ü E S

| M | U | E | D | L | E | U. M. | D. mm. |
|---------------------------------------|---|---|---|---|---|-------|--------|
| DEBEDERO | | | | | | 0.5 | 25 |
| BIDET | | | | | | 3 | 30 |
| COLADERA DE PISO | | | | | | 1 | 50 |
| EXCUSADO TANQUE | | | | | | 4 | 75 |
| EXCUSADO VALVULA | | | | | | 8 | 75 |
| FREGADERO DOMESTICO | | | | | | 2 | 38 |
| FREGADERO DOMESTICO TRITURADOR | | | | | | 3 | 30 |
| GRUPO DE BAÑO CON EXCUSADO | | | | | | | |
| LAVABO Y TINA O REGADERA | | | | | | | |
| EXCUSADO TANQUE | | | | | | 6 | |
| EXCUSADO VALVULA | | | | | | 8 | |
| LAVABO (DESAGÜE PEQUEÑO) | | | | | | 1 | 32 |
| LAVABO (DESAGÜE GRANDE) | | | | | | 2 | 30 |
| LAVABO BARBERIA | | | | | | 2 | 30 |
| LAVABO CIRUGIA | | | | | | 2 | 38 |
| LAVABO COLECTIVO CADA JUEGO DE LLAVES | | | | | | 2 | 38 |
| LAVABO DENTAL | | | | | | 1 | 32 |
| LAVADERO | | | | | | 2 | 38 |
| LAVADORA TRASTOS DOMESTICOS | | | | | | 2 | 30 |
| MINGITORIO PEDESTAL | | | | | | 8 | 70 |
| MINGITORIO PARED | | | | | | 4 | 38 |
| MINGITORIO PARED | | | | | | 4 | 50 |
| MINGITORIO COLECTIVO CADA 60 cm. | | | | | | 2 | 38 |
| REGADERA | | | | | | 2 | 50 |
| REGADERA GRUPO CADA CEBOLLA | | | | | | 3 | |
| TINA | | | | | | 2 | 30 |
| TINA | | | | | | 3 | 50 |
| UNIDAD DENTAL | | | | | | 1 | 32 |
| VERTEDERO CIRUGIA | | | | | | 3 | 38 |
| VERTEDERO SERVICIO | | | | | | 3 | 75 |
| VERTEDERO SERVICIO TRAMPA P. | | | | | | 2 | 50 |
| VERTEDERO COCINA | | | | | | 4 | 38 |

UNIDAD MUEBLE 2 L. P. M.

EQUIVALENCIA EN UNIDADES MUEBLES DE LOS MUEBLES NO LISTADOS

| DREN. O' TRAMPA DEL MUEBLE | U. M. |
|----------------------------|-------|
| 32 O' MENOR | 1 |
| 36 | 2 |
| 50 | 3 |
| 64 | 4 |
| 75 | 5 |
| 100 | 6 |

DRENAJES DE LOS EDIFICIOS

| Ø mm. | MAX. DE U. M. QUE PUEDEN CONECTARSE A CUALQUIER SECCION DEL DRENAJE. | | | |
|-------|--|------|------|------|
| | PENDIENTE % | | | |
| | 0.5 % | 1 % | 2 % | 4 % |
| 50 | | | 21 | 26 |
| 64 | | | 24 | 31 |
| 75 | | 20 | 27 | 36 |
| 100 | | 180 | 216 | 250 |
| 125 | | 390 | 480 | 375 |
| 150 | | 700 | 840 | 1000 |
| 200 | 1400 | 1600 | 1920 | 2300 |
| 250 | 2500 | 2900 | 3500 | 4200 |
| 300 | 3900 | 4600 | 5600 | 6700 |
| | | | | |

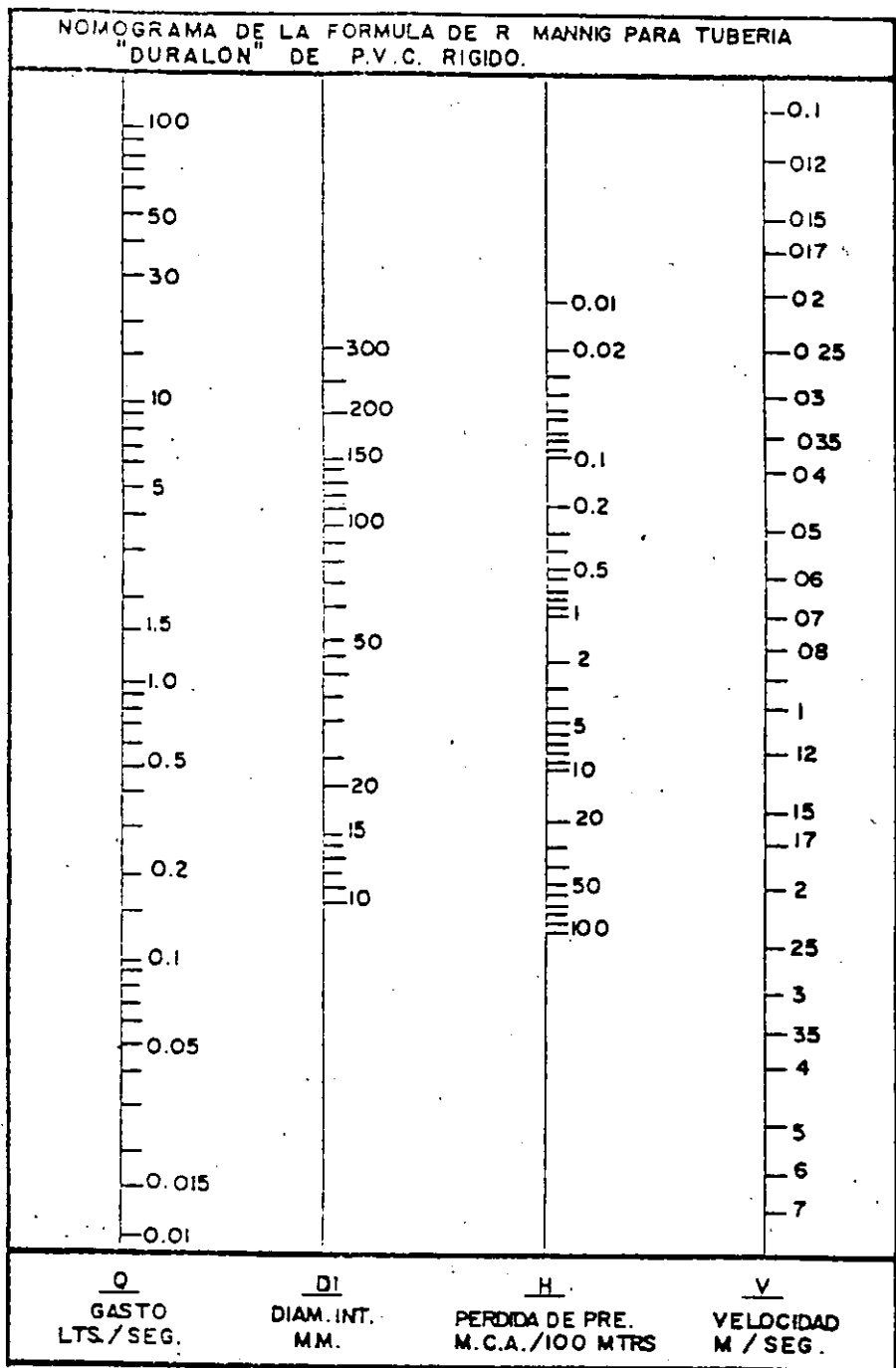
| RAMALES HORIZONTALES Y BAJADAS. | | | | |
|---------------------------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|------------------|
| MAXIMO DE U.M. QUE PUEDEN CONECTARSE. | | | | |
| Ø m.m. | CUALQUIER RAMAL HOR. | BAJADAS DE TRES PISOS | MAS DE | 3 PISOS |
| | | | TOTAL EN LA BAJADA | TOTAL EN UN PISO |
| 32 | 1 | 2 | 2 | 1 |
| 38 | 3 | 4 | 8 | 2 |
| 50 | 6 | 10 | 24 | 6 |
| 64 | 12 | 20 | 42 | 9 |
| 75 | 20 | 30 | 60 | 16 |
| 100 | 160 | 240 | 500 | 90 |
| 125 | 360 | 540 | 1100 | 200 |
| 150 | 620 | 960 | 1900 | 350 |
| 200 | 1400 | 2200 | 3600 | 600 |
| 250 | 2800 | 3800 | 5600 | 1000 |
| 300 | 3900 | 6000 | 8400 | 1500 |

| DIAMETRO DE TUBOS HORIZONTALES PARA AGUA PLUVIAL. | | | |
|---|--|----------------|----------------|
| DIAMETRO. (mm) | AREA MAXIMA DE AZOTEA PARA TUBOS DE DIFERENTES PENDIENTES. | | |
| | S. 0.01 | S. 0.02 | S. 0.04 |
| | M ² | M ² | M ² |
| 75 | 80 | 115 | 155 |
| 100 | 188 | 265 | 375 |
| 125 | 335 | 470 | 665 |
| 150 | 535 | 755 | 1070 |
| 200 | 1150 | 1630 | 2300 |
| 250 | 2070 | 2920 | 4140 |
| 300 | 3330 | 4700 | 6860 |
| 350 | 5250 | 8400 | 11900 |

| DIAMETROS DE BAJADAS PLUVIALES. | |
|---------------------------------|--|
| DIAMETRO (mm) | AREA MAXIMA DE AZOTEA EN M ² |
| 50 | 70 |
| 64 | 130 |
| 75 | 220 |
| 100 | 460 |
| 125 | 865 |
| 150 | 1350 |
| 200 | 2900 |

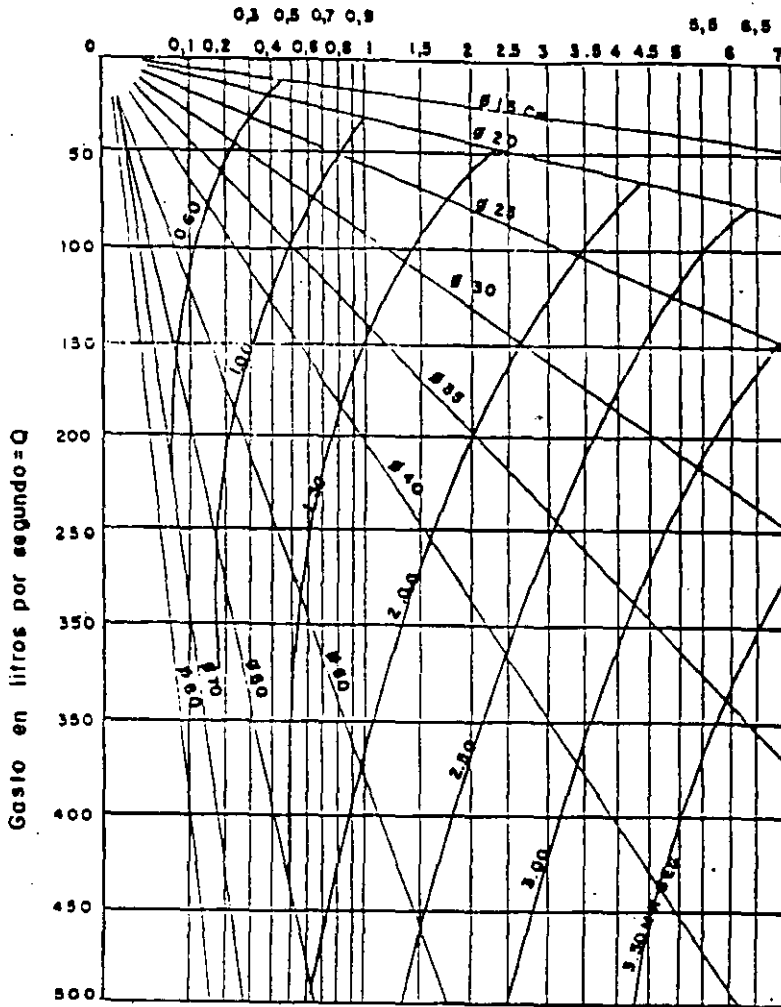
| DIAMETROS DE CANALES B.A.P. | | | | |
|-----------------------------|-----------------------|-----|-----|-----|
| DIAMETRO DE LA CANAL | AREA MAXIMA DE AZOTEA | | | |
| | 0.5 % | 1 % | 2 % | 4 % |
| 75 | 16 | 22 | 32 | 48 |
| 100 | 33 | 47 | 67 | 95 |
| 125 | 58 | 82 | 116 | 165 |
| 150 | 89 | 126 | 169 | 258 |
| 175 | 128 | 181 | 257 | 363 |
| 200 | 183 | 260 | 370 | 521 |
| 250 | 335 | 474 | 670 | 930 |

LOS CANALES QUE NO SEAN SEMICIRCULARES TENDRAN EL AREA DE SU SECCION TRANSVERSAL EQUIVALENTE PRECIPITACION PLUVIAL 10 CM/H. (100 mm./H.)



CURVAS PARA GASTOS (FORMULA DE KUTTER)
TUBO LLENO

Pendiente, en tanto por ciento.



| CONDICIONES DE LA ZONA | % |
|--|---------------|
| Suburbios con alcantarillas pero sin pavimento..... | 0.20 |
| Suburbios con alcantarillas y pavimento..... | 0.30 a 0.40 |
| Zonas edificadas, con alcantarillas y pavimentos..... | 0.40 a 0.50 |
| Tejados o' pisos con pavimento..... | cerca de 1.00 |
| Para precipitacion de 0,028mm/seg.=2.8 Lts./seg./100M ² | |



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

CURSOS ABIERTOS

" EDIFICACION "

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992

A C A B A D O S

ARQ. EDUARDO LASSALA MOZO

PALACIO DE MINERIA

Es probable que este tema sea el más amplio de todos los que se han visto en este curso. Empezaremos por tratar de definir lo que conocemos como acabados.

Acabados son todos aquellos recubrimientos que se utilizan para dejar cualquier tipo de edificación listo para su correcto uso.

Podemos clasificar los acabados en tres tipos generales:

- a) Los integrales.- Que son aquellos que se aplican a los elementos estructurales en el momento de su manufactura y que forman parte indivisible de ellos una vez hechos.
- b) De fábrica.- Estos acabados son aquellos que se colocan, fijan o aplican a los elementos estructurales una vez que dichos elementos han sido construídos, pueden dar calidad a la terminación, incluso una apariencia distinta. Son independientes de la estructura y pueden ser cambiados sin afectar a ésta.
- c) De obra.- Este tipo de acabados son aquellos que afinan la terminación de la estructura dependiendo del uso que se le van a dar a diferentes espacios y que se hacen en la misma obra; es decir, no son elementos de producción externa. Dependiendo de su tipo de aplicación pueden o no ser cambiados sin afectar la estructura original.

Todos los acabados tienen un objetivo común, por regla general los elementos estructurales y constructivos no tienen por sí mismos la capacidad de adaptarse a las necesidades para las cuales fueron creados los espacios que ellos conforman, por ejemplo podemos pensar en espacios que requieran condiciones especiales de limpieza (Hospitales, clínicas, salones de belleza, etc., o de acústica (Escuelas, auditorios, salas cinematográficas, de aislamiento térmico (Hospitales, laboratorios, salones ciber-

néticos). De esta manera podríamos desmenuzar cualquier tipo de edificación y constataríamos que dependiendo del uso que va a recibir, los acabados del lugar deberán tener diferentes características.

La mayoría de los sistemas estructurales y los materiales con que están hechos, tienen un aspecto sumamente desagradable, razón por la cual es necesario adaptarlos al uso que van a ser objeto, esto ha permitido que la diversidad de acabados sea tan grande como la imaginación de quien los proyectó.

Todo lo anteriormente expuesto podría malinterpretarse pensando que los acabados no son más que una mera escenografía para adaptar al uso proyectado cualquier tipo de local (desgraciadamente si ha existido el abuso de estas situaciones), pero no es así, el uso correcto de los acabados, es el de complementar los materiales constructivos, para que ofrezcan una terminación acorde al tipo de espacio que delimitan y en el cual no solo intervienen estos aspectos, sino todos los recursos formales para lograr efectos de ritmo, profundidad, escala y muchos otros factores que intervienen en el proyecto arquitectónico.

A continuación expongo a ustedes un ensayo publicado en la revista Obras que explica los tipos de acabados desde sus orígenes y que nos da una idea clara del desarrollo que a través del tiempo han tenido los recubrimientos.

RECUBRIMIENTOS EMBADURNADOS.

Embadurnar implica el uso de materiales con características de plasticidad al momento de aplicación y de adherencia suficiente como para garantizar una fijación permanente, aún en estado seco.

Quizá el más antiguo ejemplo de este tipo de materiales es la pintura, cuyo uso se remonta al paleolítico, de la cual tenemos magníficas muestras en las cuevas de Lascaux, en el sureste de Francia y en Altamira al noreste de España, que datan de 15 a 40,000 años antes de Cristo.

Ciertamente hablar de estas pinturas como recubrimientos es un poco riesgoso, pues en un sentido estricto no lo son, pero aún así, hacer mención de ellas es importante, por las siguientes consideraciones:

. Es un primer ejemplo de utilización de una superficie para propósitos específicos. A partir de esta experiencia se puede decir que, aparte de los logros artísticos, se percibieron las desventajas y bondades de las superficies lisas y la eventual necesidad de mejorarlas.

. Para que el recubrimiento como tal pudiera aparecer, se debió producir el cambio de la economía del hombre nómada basada en la cacería y la recolección, a la propiamente sedentaria, fundamentada en la agricultura y ganadería localizada.

Con ella se creó la necesidad de producir espacios que ofrecieran resguardo y seguridad -el principio de la arquitectura y de la -- construcción- y que éstos estuvieran conformados por superficies uniformes, lo que fácilmente se podía lograr con recubrimientos.

El primer recubrimiento. El primer recubrimiento embadurnado propiamente dicho fue el aplanado de barro o lodo, mismo que

ha sido y sigue siendo utilizado, con unas cuantas variantes, por casi todas las culturas del mundo. Las grandes ventajas que ofrece, tales como aislamiento térmico y acústico, así como su facilidad de manejo, lo hacen material de gran utilidad.

En términos generales hay dos formas en que se ha usado el aplanado de barro:

. La primera, cuando se aplica a una superficie de mampostería o de adobe en cuyo caso se está hablando de un recubrimiento cuya finalidad es proteger a ésta de la intemperie.

. Y la segunda, conocida en México como "bajareque", que consiste en un revestimiento de barro que se emplasta a un entramado de varas que de hecho forma una especie de armado. Como este entramado usualmente debe servir como estructura, el revestimiento adquiere una nueva función (además de proteger al entramado) como elemento rigidizante.

Hoy día podemos encontrar en muchos países que la arquitectura vernácula hace uso extensivo de estos métodos de aplanado, logrando resultados impresionantes, especialmente cuando las superficies se pintan, como se hace en muchas regiones de África con una doble finalidad protección del aplanado e individualización de la construcción por medio de diseños y adornos producidos por el propietario, siguiendo patrones culturales bien definidos.

En Europa este método de construcción tuvo un uso generalizado. Según Innocent (1), las paredes hechas de cestería o enlazado de ramas fueron mejorando en tiempos prehistóricos, con recubrimientos de tierra, barro o algún otro material adhesivo, método que perduró hasta bien entrado el siglo XVIII, aunque para este tiempo el barro ya había sido casi totalmente sustituido por mortero de cal.

(1) C.F. Innocent: "The development of english building construction". David & Charles Reprints: Newton Abbot, Devon England. 1971.

No obstante las buenas cualidades del barro, su tendencia al deterioro por lluvia o humedad obligaron a buscar otros tipos de aplanados, resultando en el descubrimiento el yeso y la cal.

Aplanados de yeso. El yeso fue usado en Egipto como mortero - - entre los bloques de las pirámides y para aplanados a principios del tercer milenio. En Mesopotamia su uso también data de tiempos muy antiguos.

El yeso es ligeramente soluble al agua, por lo que casi nunca se usó en superficies expuestas a climas húmedos. Su fraguado se acelera rociando polvo de yeso y sal, y se retarda cuando se introducen materiales orgánicos como gomas o almidones, características que llevaron al desarrollo de gran número de métodos de trabajo y aplicación.

Aún cuando Vitruvio (2), aconsejaba que el yeso no se usara en moldura proyectantes, debido a que por su peso podían caer, o que se le añadiera polvo de mármol para formar una especie de "yeso fuerte" y garantizar un fraguado uniforme, su uso fue generalizado en Roma.

En la Europa medieval, según L.F. Salzman (3) la yestería había sido una práctica muy elaborada y como muchas otras artesanías especializadas de esos tiempos, había gran cantidad de intercambio de conocimientos entre países y regiones.

Cuando Enrique III de Inglaterra visitó París en 1254, "tomó nota de la elegancia de las casas que estaban hechas con yeso".

Más adelante, con el Renacimiento, la yestería adquirió nuevo ímpetu al retomar los patrones de diseño de la antigüedad y desarrollar nuevas técnicas de trabajo, incluyendo la inserción.

(2) Vitruvius: "The ten books on architecture". Dover publications, Inc. New York. 1960.

(3) Frics. Ian A. Melville & Gordon: "The repair and maintenance of houses". The Estates Gazette Limited, London, second edition, 1979.

de almas de cáñamo o yute, y el uso del yeso solo, para darle ligereza, logrando con el tiempo los increíbles acabados del barroco y los muy complicados realizados durante el siglo pasado.

Aplanados de cal. La cal goza también de una larga historia. Su uso en el neolítico ha sido demostrado por ocasionales hallazgos de morteros de cal en diversas localidades, pero en el período histórico los morteros de cal se usaron extensivamente por las civilizaciones micénica y minoica, siendo quizá el mejor ejemplo el Palacio de Knossos, en Creta, que tuvo un apogeo alrededor de 1700 A.C..

Es interesante hacer notar que en Egipto el uso de la cal comenzó comparativamente tarde, alrededor del año 300 A.C., en el período Ptolomaico. Esto se podría explicar si se considera que el yeso tenía ya una larga tradición y que el clima seco es un magnífico agente conservador a lo que se debe aunar el hecho de que para producir cal viva se requiere una temperatura que varía entre los 700 y 900°C, mientras que para producir yeso sólo se necesitan unos 130°C, (4)

Persia, Grecia y Roma usaron morteros de cal para recubrimientos. Vitruvio hace una descripción de cómo se deben realizar los aplanados de cal. "Habiendo terminado las molduras, aplique un acabado muy rugoso a las paredes y, después que se seque bastante, aplane con capas de mortero de arena exactamente ajustadas en longitud a regla e hilo, en altura a plomo y en los ángulos a escuadra. El estuco presentará así una apariencia impecable para pinturas. Cuando se seque lo suficiente, aplique una segunda capa y luego una tercera. Mientras mejor sea la base de mortero de arena, más fuerte y durable en su solidez será el estuco".

(4) Torraca, Georgio: Porous Building Materials: "Materials Science for architectural conservation. Iccrom ", first - - edition, 1981.

Durante la Edad Media los morteros de cal fueron de uso universal en edificios de cierta importancia, tanto para juntas de mampostería y aplanados como en pisos y pavimentos, etcétera L.F. Salzman ha demostrado que las compras de cal y cemento se contaban entre las más usuales entradas de las contabilidades de los constructores medievales de Inglaterra, lo que se debía tanto al uso de morteros para mampostería de muros de tabique, como en mezclas para aplanados integrales.

En la América precolombina también se conoció el uso del mortero de cal. En Teotihuacan se han encontrado recubrimientos de tableros de pirámides y en muros, en espesores de hasta 10 centímetros, compuestos de cal y arena de tezontle, así como murales que tras minucioso análisis resultan estar hechos usando las más correctas técnicas del fresco.

La región Maya es particularmente rica en ejemplos de uso de aplanados de cal, pues el suelo calizo ofrece gran abundancia de material, el solo mencionar el Palacio de Palenque, la Pirámide E VII-Sub de Uaxactun y los famosos frescos de Bonampak hace recordar sus maravillosos trabajos de estuco, cuya calidad los eleva al nivel de lo sublime.

Del conocimiento que tenían los indígenas del trabajo de la cal, dejó Bernal Díaz del Castillo nota en el capítulo XLV de su Verdadera Historia (5)... " y ya que íbamos entrando entre las casas (de Cempoala), de que vimos tan grande pueblo, y no habíamos visto otro mayor, nos admiramos mucho de ello, y como estaba tan vicioso y hecho un vergel, y tan poblado de hombres y mujeres, las calles llenas, que nos salían a ver, dábamos muchos loores a Dios que tales tierras habíamos descubierto. Y nuestros corredores del campo, que iban a caballo, parece

(5) Díaz del Castillo Bernal: "Historia de la conquista de la nueva España". Editorial Porrúa, S.A.. México, Primera edición. 1960.

ser llegaron a la gran plaza y patio donde estaban los aposentos y de pocos días, según pareció, tenían los encalados y relucientes, que lo saben muy bien hacer, y pareció a uno de los de a caballo que era aquello blanco que relucía plata, y Doña Marina y Aguilar dijeron que sería yeso o cal, y tuvimos bien que reír de su plata y frenesí, que siempre después le decíamos que todo lo blanco le parecía plata".

Recubrimientos de pintura. Un acabado fino en el aplanado permitía la posibilidad de completarlo con una capa de pintura. El estudio de su desarrollo histórico es en sí un vasto campo tal que rebasa enormemente los límites de este artículo, por lo que sólo nos limitaremos a mencionar, en una forma muy general los tipos que se van presentando.

La pintura en muros, en rigor un acabado, se puede clasificar en dos tipos, la aplicada cuando la base aún está húmeda, o sea inmediatamente después de haberse enlucido, denominada pintura al fresco, lo que permite que los pigmentos penetren la capa del aplanado usando como medio transportador la misma humedad lo que implica que aplanar y pintar son en realidad un solo proceso.

Si, por otra parte, el pigmento se aplica cuando la pared ya está seca, de hecho se puede hablar de dos procesos perfectamente diferenciados entre sí, y además se puede pensar en el uso de cualquier tipo de pintura de agua con pigmentos minerales y vegetales, de aceite, barnices y, últimamente, pinturas sintéticas (vinílicas, acrílicas, caseinas, epóxicas, etcétera).

Otra forma de clasificar a la pintura de muros es por su temática, pudiéndose encontrar dos tipos básicos: la figurativa, que trata de transmitir un mensaje más o menos específico a través de la representación de escenas pictóricas, cuyo significado

puede estar totalmente dissociado del espacio arquitectónico en que tanto la pintura como el espectador se encuentran; y la del complemento o de "brocha gorda", cuya finalidad es simplemente contribuir al efecto total que queda plasmado en el espacio arquitectónico y es, en consecuencia, totalmente subordinado a éste.

No por esto se puede decir que la pintura de complemento no tiene interés; por el contrario, una buena selección de colores en muros puede significar la diferencia entre un espacio exitoso y un rotundo fracaso y, por otro lado, las técnicas de marmoleado y veteado, así como de ornamentación geométrica, como en el Art Deco o, incluso, de motivos vegetales, marinos, etcétera, como en el Art Noveau, pueden ser objeto de detallado estudio.

Acabados de cemento. La búsqueda de sustitutos sintéticos de la cal y el yeso progresó en el siglo XVIII. En 1796 Parker patentó el "cemento romano", producido al quemar a 800°C una piedra caliza argilacea especial, llamada "septaria", (con alto contenido de barro) y, que fue usado en muchos de los edificios de Bath, como el Royal Crescent, en sustitución de los morteros tradicionales.

Por su parte Frost, en 1811 y Vicat, en 1818, abrieron nuevas posibilidades para aplanados e impermeabilización al quemar mezclas de barro con carbonato de calcio (cal), para producir cales hidráulicas.

En 1824 Aspdin, patentó el "Cemento Portland", llamado así porque su color era similar al de la piedra Portland, pero el perfeccionamiento de este material se debió al trabajo de Johnson en 1838, quien descubrió que al elevar la temperatura de quemado a 1300 ó 1500°C. (contra 900 ó 1000°C por Aspdin) se producía un derretimiento parcial de los silicatos del barro, y una vitrificación con el enfriamiento.

Los acabados que se pueden lograr con el cemento Portland son, aunque no muy agradables, si resistentes y duraderos, razón por lo cual ha tenido un uso muy extenso para toda clase de necesidades industriales, de servicio y en la vivienda.

Recubrimientos modernos. Este siglo ha visto el desarrollo de gran número de materiales y técnicas para satisfacer los nuevos requerimientos que la sociedad moderna ha ido imponiendo, de los cuales sólo se hará mención, dado que la literatura técnica sobre ellos es abundante y más explícita de lo que en este reducido espacio se puede lograr.

Entre los inorgánicos podemos mencionar la vermiculita y el asbesto, que formando una pasta que se puede trabajar a diversos grados de rugosidad, poseen grandes cualidades acústicas. Métodos nuevos de aplicación, como el tiroleado o la aspersion han revolucionado las presentaciones de los recubrimientos, formando un gusto por las superficies texturizadas, sin precedentes en la historia.

Los recubrimientos plásticos son otra innovación con inmensas posibilidades. Estos se dividen convenientemente en dos grupos principales.

- a) Resinas termoplásticas, formadas por polimerización. Incluyen productos flexibles como el polietileno y el nylon, y adhesivos como el acetato de polivinilo y resinas acrílicas.
- b) Resinas termoformadas, que siempre se producen en dos etapas; formación de los componentes por separado, generalmente viscosos, y creación de una reacción química por la unión de los mismos. Las formas más populares de este tipo de resinas son los epóxicos adhesivos y los poliésteres, que hacen muy buenos recubrimientos, aunque la luz del sol los puede afectar.

Recubrimientos sobre recubrimientos.

Este tipo de recubrimiento implica la existencia de un acabado original usualmente del tipo embadurnado o aplanado, que sirve como base de aplicación.

Un recubrimiento como el que se trata aquí puede ser de cualquiera de los que se han analizado hasta ahora siempre y cuando la base existente pueda soportarlo. Así se pueden encontrar construcciones antiguas que presentan hasta 15 capas de pintura o tres ó cuatro aplanados diferentes.

Se puede decir, en efecto, que en cierta manera las sobre posiciones de niveles en las conformaciones piramidales prehispánicas de México, son ejemplos de recubrimientos sobre recubrimientos.

Pero hay técnicas que son específicas a esta clasificación y la más importante es el tapiz.

El concepto de tapiz se desarrolló originalmente usando papel impreso para este uso, según C.M. Briguet en "Les filigranes dictionnaire historique des marques du papier des leur apparition vers 1982" (1), el papel se remonta al siglo XIII, pero durante largo tiempo se usó solamente para escritura o dibujo en sustitución del pergamino; para principios del siglo XVIII se encuentran los primeros ejemplos en Francia, Holanda e Inglaterra.

Los papeles más antiguos se hacían con trapo que se mojaba y machacaba, para luego ponerlo en una charola de malla de alambre, que permitía que la humedad de la pulpa se drenara, resultando la superficie con marcas como de tejido, por lo que en inglés se le denominó papel "wove".

(1) Corte norte sur de la Acrópolis Norte en Tikal. Cerca de 1000 años de construcción se pueden apreciar aquí. Las capas interiores pertenecen al período preclásico y las superiores al clásico. (Tikal. William R. Col)

El papel "laid" (asentado) se hizo del mismo pero con alambres en un solo sentido, por lo que su apariencia es con rayas de marcas paralelas.

En los moldes se ponían "marcas de agua" para imprimir el sello de la casa a través de las cuales se podía inferir la época de producción y el fabricante.

Con la popularización del uso del papel hecho con madera de pino a mediados del siglo pasado, se comenzó a hacer tapiz con este material, resultando un producto de muy amplio uso debido a su bajo costo aunque inferior al tipo "wove", pues se amarillaba más fácilmente y se hacía quebradizo.

Un excepcional exponente del diseño de patrones fue William Morris (1834-96), uno de los fundadores del movimiento "Arts & Crafts", que pugnaba por un retorno a métodos de producción y construcción antiguos.

Recubrimientos con placas.

Se denomina "placa" a todo tipo de material de recubrimiento, de origen generalmente no orgánico, que se sobrepone o adosa a los muros no acabados, por medio de un aglutinante de características de adherencia similares.

Estos recubrimientos se encuentran en casi todos los casos, en edificios de gran importancia y costo, pues en realidad hay pocas instancias en que los problemas que resuelven no puedan ser también atacados con aplanados. Pero los acabados que se pueden lograr no admiten comparación, y la diferencia entre los efectos con los dos sistemas es apreciable aún por el más inexperto.

Cantería. El revestimiento de cantería es el ejemplo más usual

de este tipo de recubrimientos, y tiene dos funciones importantes como superficie aparente del muro que recibe el acabado final, y como elemento contenedor del alma del muro.

El antecedente directo de este tipo de recubrimiento fue el muro de cantería, que es quizá el más caro, por la necesidad de hacer sillares de corte preciso para lograr buena apariencia y una tersura de acabado por los dos lados.

Al usar revestimientos pétreos como acabado, se lograron importantes ventajas.

. En lugar de tener que cortar un bloque entero, sólo se tenía que trabajar a la superficie de la placa y los bordes.

. El alma del muro podía ser de mampostería, tabique o hasta adobe con el consecuente ahorro de material pétreo.

Todas las culturas que construyeron con materiales pétreos usaron este tipo de recubrimiento y encontraron en él, el medio para plasmar su voluntad de forma, porque siendo las placas pétreas labrables, permitieron la formación de toda clase de acabados, desde los más pulidos a los más rústicos y de relieves esculidos, desde muy bajos, como los logrados en Egipto, hasta muy altos, como se pueden ver en el templo malatestiano, obra atribuida a Alberti, pasando por magníficos ejemplos en China, India, Persia, Grecia, Roma y Bizancio, así como en las grandes manifestaciones del gótico.

Con el tiempo se desarrolló el concepto de placa propiamente dicho, que ya no era parte integral del muro, sino que quedaba adosada a éste por medio de aglutinante de cal o verso fuerte.

En el renacimiento y período subsecuentes al dejar de ser material estructural, daba la posibilidad de usar materiales de gran fragilidad, llegando al grado de utilizar placas de mármol muy

delgadas, principalmente como lambrines, o muy gruesas, constituyendo fachadas completas que se adosan a una estructura existente como fue práctica común durante el siglo pasado.

De lo anterior resultaron espacios que como se indicó al principio, representaban lo que no son, con elementos robustos y pesados que aparentaban grácil fragilidad y ligereza. O en contraste una brutal pesadez, como propone Piranesí en sus diseños de interiores de cárceles, que datan de mediados del siglo XVIII.

Un último desarrollo de la técnica de placas adosadas es el terrazo, que comenzó a usarse a principios del presente siglo y llegó a niveles de gran calidad en los edificios Art-Deco de los años 30 y 40.

Estas desviaciones de la lógica constructiva abrieron la posibilidad de experimentar con otros materiales y técnicas, que ofrecieran nuevas posibilidades decorativas, y a su vez redujeran costos aún más.

Así técnicas como el mosaico veneciano que consiste en la aplicación de pequeñas piezas de pasta vitrificada para formar áreas con diseños y colores y hasta escenas murales muy complicadas, magníficos ejemplos se han encontrado en Pompeya y en otras ruinas romanas, desde Siria hasta Gran Bretaña. Pero los verdaderos maestros en esta técnica fueron los artesanos de Bizancio, cuya influencia se percibe en los muros de la catedral de San Marcos y que en forma de "revival" o renacimiento se puede encontrar en múltiples construcciones religiosas del siglo pasado.

Otra técnica que desde muy antiguo gozó de gran popularidad fue la loza de barro vidriada o azulejo, con su enorme gama de variantes.

En asiria y Babilonia fue usado con gran efecto el ladrillo

vidriado. Y en Persia e India la placa de barro vidriada o mosaico, alcanzó alturas insospechadas de virtuosismo técnico y calidad artística.

Esta técnica fue introducida en España en el siglo IX y eventualmente, con el descubrimiento de América y el desarrollo del Imperio Español, se difundió por casi todo el mundo.

Durante el Renacimiento italiano la técnica de la terracota esmaltada tuvo a su gran exponente en Luca della Robbia (1400-1482) y sus descendientes. Su técnica era muy sencilla, consistiendo simplemente en la ejecución de los modelos en barro, que luego eran esmaltados a fuego con colores claros, casi siempre los mismos blanco o azul para los fondos, así como para la piel y los vestidos y verdes, amarillos y anaranjados para follajes, pelo y otros detalles.

Su gran paso adelante en comparación con las cerámicas de faenza (de donde deriva el término "fayensa" para denominar cerámicas vidriadas y últimamente loza de barro esmaltada a alta temperatura), y de sus prototipos importados, como las lozas vidriadas provenientes de Manises (región de Valencia España), consistió en el impresionante uso del alto relieve.

La técnica de azulejo evolucionó grandemente durante el siglo pasado con la introducción de procesos industrializados, incluyendo la compresión y la dosificación de materiales, que permitían un control de la calidad y la uniformidad del acabado y los colores.

Esto, aunado a sus cualidades de resistencia y facilidad de limpieza, pronto hizo que este acabado tuviera un uso de proporciones vastas, especialmente considerando que los países que producían estos materiales, Inglaterra, Francia, España y a menor escala Italia, eran poseedores de grandes imperios y que

era política establecida que los edificios públicos que más enaltecían la imagen de dichos imperios fueran acabados con materiales producidos en las metrópolis.

Así, no es difícil encontrar loza inglesa en Hong Kong o en la India, o francesa en Madagascar, si a esto se auna el expansionismo económico en que estos países y Estados Unidos estaban enfrascados, es fácil explicar cómo estos materiales de acabado se pueden encontrar en prácticamente todo el mundo, incluyendo México, lo cual se demuestra con una sencilla inspección a cualquier demolición de principio de siglo en esta ciudad.

Una natural derivación de la técnica del azulejo industrializado fue el mosaico de pasta de cemento.

La producción de estas lozas consiste en formar una base de cemento pobre, sobre la que se cuele una pasta fina de cemento con colorante, misma que se puede moldear para formar diseños por medio de hendiduras en la base, que se rellenan con el colorante, técnica conocida como de "encaústica".

El desarrollo técnico del presente siglo ha producido una multiplicidad de materiales de acabado de tipo placa para los más variados usos, incluyendo linóleo, láminas, plásticas, celotex, cimbras perdidas de metales tratados, etcétera, de las cuales no es muy necesario hablar, mayormente por ser de uso actual y conocidos por todos.

Recubrimientos sobrepuestos.

Estos recubrimientos son los que no hacen uso de la adherencia que ofrecen los materiales para su fijación al muro, aun cuando requirieren de la superficie de éste para su apoyo.

Más bien la fijación se logra por medio de métodos de presión, como clavos, taquetes, canes de madera, ganchos, etcétera. El ejemplo más claro de este tipo es el lambrín de madera.

Quizá la función original del lambrín fue esconder un muro que de otra maera sería muy difícil de recubrir, como cuando hay humedades y excesos de salitre o para ayudar a mantener el calor ambiente del cuarto por medio del aislamiento térmico.

Un antecedente del lambrín de madera fue el tapiz colgante, que se ha usado cuando menos desde tiempos de los romanos.

El tapiz alcanzó gran popularidad durante la Edad Media, en que se usaba para calentar un poco interiores de los castillos, usualmente de piedras.

Para 1662, con la fundación por Colbert de una fábrica de tapices o gobelinos, éstos eran considerados verdaderas obras de arte, y los mejores artistas hacían cartones para su confección, tales como Rubens.

El lambrín propiamente dicho apareció como elemento usual cuando la tala de bosques se extendió en Europa, con la consecuente oferta abundante de madera, que era generalmente roble o maderas duras similares.

Más tarde, para mediados del siglo XVIII, cuando comenzó a escasear, fue gradualmente sustituida por maderas suaves, como el pino, oyamel, etcétera.

Durante los siglos XV y XVI, los diseños eran usualmente de inspiración gótica, estilo aún fuertemente arraigado, formando entablerados y trabajos de molduración con nervaduras típicas de éste. Sin embargo, del siglo XVI en adelante con el advenimiento del manierismo y el acceso a los tratados de arquitectura (Serlio, Palladio, Viñola, así como Philibert Delorme en Francia y Campbell en Inglaterra), los diseños de lambrines adquirieron el gusto clásico, lográndose ejemplos espectaculares, como en el recibidor del Moreton Old Hall, en Congleton, Cheshire de tiempos de la Reina Isabel I.

Durante el siglo pasado el lambrin y su complemento, el plafón, fueron excelentes medios para plasmar el gusto gotizante de la época, como se puede ver en Scarisbrck Hall, en Ormskirk, Lancashire, obra de A.Q. Pugin.

Lambrines con esa calidad y cantidad de trabajo son prohibitivos por costo para construcciones pequeñas, por lo que nuestro siglo ha visto el desarrollo de nuevos tipos y técnicas, que incluyen tablón rústico, triplay, fibracel, celotex, maderas aglomeradas, los inevitables plásticos, fibra de vidrio, acrílicos, etcétera y láminas metálicas, entre otros muy variados productos, sin olvidar los lambrines de espejo de vidrio y de plástico.

Recubrimientos autosoportantes.

Este tipo de recubrimiento es ya un poco difícil de defender como tal, dado que, por tener una estructura que le es propia, comienza a ser un elemento constructivo en su propio derecho. Sin embargo hay instancias en que este género fue bastante socorrido, como en el caso de los aparejos teatrales del barroco con maestros tan renombrados como Inigo Jones en Inglaterra (1573-1652) y Giuseppe Galli Bibiena (1699-1757) en Austria.

Otro ejemplo de recubrimiento autosoportante es el retablo, que aunque no originario de México, si tuvo un desarrollo prodi-

gioso, no solo desde el punto de vista formal y constructivo, sino también del conceptual, en que cada parte tiene un significado dado y una relación definida con las otras y con el todo, dentro de una interpretación canónica estricta, que hace de él un digno marco a la liturgia.

Es interesante hacer notar que, así como la concepción de un retablo requería un rígido proceso intelectual, su construcción física era un proceso nomenos complicado, incluyendo la participación de carpinteros de lo negro, entalladores, pintores, doradores y encarnadores.

Finalmente para completar esta sección debemos referirnos un poco a las celosias y mamparas que aunque ya se deben considerar definitivamente como elementos arquitectónicos en su propio derecho, algunas veces la cantidad de decoración que soportan es tal que uno llega a dudar de su verdadera definición.

La función de una partición es de formar un subespacio dentro de un espacio de un espacio mayor para crear un ambiente de privacidad o separación con relación a este último.

Esta cualidad fue ampliamente usada por la liturgia cristiana, encontrando un primer ejemplo en la iconostasis, que en las iglesias paleo cristianas y bizantinas es la separación entre el bema o abside y la nave.

Originalmente una pantalla de columnillas sobre un parapeto decorado y copadas por una cornisilla, desde el siglo XIV-XV se ha convertido en una barda de madera o piedra cubierta de iconos, los que le dan su nombre.

En la iglesia de occidente este concepto evolucionó para transformarse en el presbiterio, separado muchas veces de la nave por una balaustrada reclinatorio, o simplemente por un cambio de nivel lorado por medio de escalones.

Sin embargo el concepto de partición subsiste aún en países del norte de Europa, en que ejemplos medievales de gran belleza, aún se pueden encontrar.

Otros ejemplos de uso excepcional de partición se pueden encontrar en capillas laterales de iglesias principales de casi todos los países.

El desarrollo del concepto de mampara y celosía está cambiando las nociones tradicionales del espacio arquitectónico complementando los nuevos criterios estructurales en que la columna y la losa corrida permiten una ilimitada variedad en posibilidades de uso del espacio.

Las primeras mamparas eran de madera y no muy diferentes formalmente de los lambrines ya mencionados. Sin embargo el presente siglo ha presenciado tremendos avances, usando los materiales contemporáneos de que se dispone, soportados por bastidores muy ligeros de aluminio, lámina galvanizada o similares.

En el presente estudio hemos tratado de cubrir en forma general los recubrimientos para muros, aunque es posible que en lugar de clarificar hayamos ampliado dudas al respecto.

Pensamos que este trabajo no ha sido en vano pues, cuando menos, hemos tratado un tema que muy poco se ha elaborado y esperamos haber despertado el interés del lector, que posiblemente y lo deseamos fervientemente, resulte una inspiración para trabajos de mayor profundidad.

Pinturas y resinas.

Los recubrimientos para muros desempeñan un importante papel dentro de la industria de la construcción.

Hablar de los recubrimientos en una forma completa, implica abarcar la mayor cantidad de espacio editorial, sin olvidar que difícilmente se lograría lo deseado.

Al respecto y con la finalidad de conocer un poco más de cerca el estado actual del sector en México visitamos a un experto en la materia para que nos ilustrara con propiedad, sobre la situación que priva en el mercado de los recubrimientos para muros.

Pregunta: ¿Qué se puede decir de los recubrimientos para muros?

Respuesta: En recubrimientos para muros no hay limitaciones. Todo depende de la imaginación de la persona acerca de los que quiere.

Básicamente se tienen cinco o seis materias primas con las que uno puede hacer una infinidad de recubrimientos, de distintos espesores y características de elasticidad e impermeabilidad, brillantez y colores.

Pregunta: ¿Cuáles son esas materias primas?.

Respuesta: La primera es cemento y con él podemos dar recubrimientos tipo pintura, de pocas micras, hasta otros de tres o cuatro milímetros de espesor.

El gran inconveniente del cemento es su rigidez, es un producto que necesita echársele suficiente agua para curarlo y que adquiera su resistencia.

Como producto acompañante de los recubrimientos de cemento hay por un lado un poco de cal y una emulsión básicamente en resina que puede ser acetato de polivinilo o acrílico.

Después existen los recubrimientos en base a resinas, que deben ser normalmente con solventes y que pueden resultar caros en precio, pero de muy buena calidad y con características especiales como resistencia a ácidos, etc.. Ahí entran las resinas tipo epóxico, poliuretano y fenólico.

Después tenemos otra materia prima muy importante que es la emulsión acrílica como resina específica ya que tiene una gran resistencia al intemperismo, secado rápido y es muy fiel en relación a formulación, a cargas y los colores que se adicionan al acrílico son muy estables.

En México, contrariamente a lo que sucede en otros países, los acrílicos son muy caros.

Existe también otra resina, la más conocida y la que más se usa, en base a acetato de polivinilo, que es una emulsión de Polivinil Acrílico (PVA), normalmente aparejada con otro tipo de resina, ya sea un PVA acrílico, estileno o butadieno, lo que llamamos copolímero.

Se forma una película y ya no puede regresar a su estado original. Tiene muy buenas características, principalmente de elasticidad y de adherencia, pero tiene problemas de intemperismo principalmente con el sol.

Seguido a ello, tenemos otro tipo de recubrimientos que son productos ya hechos. Se pegan a la superficie y algunos son adheribles como papel, plástico, madera, piedra, placas prefabricadas de mortero, de piedra, etcétera.

Después de lo anterior se presenta una variación entre algún tipo de resina preferentemente base agua, pero también puede ser base solvente, que se pone en forma de pasta para pegar algún material inerte como gravilla de sílice o de mármol, alguna

arenilla delgada que le dé determinado color y textura.

Dentro de esta gran variedad de cosas vamos a tener dos variables muy importantes. Por un lado, una cantidad de colores dada por un gran conjunto de colorantes y por otro lado, el sistema de fabricación nos va a permitir dar texturas, acabados, formas, dependiendo de lo que se quiera.

Con esas materias primas y ciertas tecnologías y sabiendo un poco de mezclado uno puede crear cualquier tipo de recubrimiento.

Pregunta: ¿Cuáles son los recubrimientos que hay en el mercado?.

Respuesta: Hay un tipo de recubrimiento digno de mencionar y que es un grupo aparte: los repelentes de agua y los barnices.

En el mercado encontramos repelentes y barnices de muy buena calidad y muy baratos. Sin embargo, no todos los fabricantes siguen determinadas normas, no hay garantía de calidad ni de colocación y la limitante es la exigencia del cliente.

Creo que lo que más se está usando actualmente es ese grupo de recubrimientos repelentes totalmente transparente que no se nota, en base a silicón, que rechaza la humedad. O un tipo de barniz ya sea con o sin solvente es decir, base agua o base solvente, que deja una película transparente y protectora de bajo costo y alta duración que por sus características tan delgadas no es dañada por los rayos solares, mismos que son el gran problema de los recubrimientos en exteriores.

Pregunta: ¿Cómo se desglosaría una clasificación de los recubrimientos?.

Respuesta: Vayamos a lo que más se usa que es pintura de PVA. Este tipo de pintura lo fabrica una gran cantidad de empresas

comerciales por todos conocidas.

Todo el mundo usa ese tipo de pinturas, pero muy poca gente por desgracia, está enterada de lo que debe ser una buena pintura.

Prefieren pagar poco y que les salga un bajo costo cuando se hace la pintura, no les importa estar pintando cada dos o tres años. Lo ideal es colocar una buena marca y esperarse unos cinco años para volver a pintar.

Eso radica en la diferencia de calidad de las pinturas, que se encuentra en la relación de resina con el total. Es decir, qué porcentaje de resina hay con respecto a un litro de pintura.

La otra característica importante es la cantidad de cargas inertes o sólidos que se le ponen en relación al total de la resina utilizada.

En la medida que se le agrega mayor carga da más volumen, menos precio pero se obtiene menor calidad del producto.

Todo lo anterior se puede relacionar con las pinturas acrílicas, vinílicas y vinil-acrílicas.

En lo que se refiere a recubrimientos epóxicos son casos muy especiales por el costo que tienen, ya sea una pintura epóxica base solvente o un recubrimiento epóxico sin solvente y que por eso se utilizan para una función muy específica.

Entre ellas se encuentran la impermeabilización de cisternas y albercas y recubrimientos antiácidos en industrias.

Normalmente la textura de la pintura denominada recubrimiento epóxico es completamente líquida y se ha llegado a mencionar que es una especie de mosaico o azulejo líquido, es uno de los

términos que comercialmente se le ha dado.

Se presentan al mercado, cuando tienen solvente, por litro, y cuando no lo tienen por kilo.

En los recubrimientos texturizados que se hacen actualmente una resina en pasta, la cual se coloca en la superficie del muro y sirve como pegamento a un material, normalmente gravilla, de diferentes tamaños y colores. Uno lo coloca en esa superficie y se puede acabar con una llana metálica, aventando como tiroleta etcétera, con lo que se pueden lograr acabados gruesos y con propiedades de impermeabilización, elasticidad, disimulación de grietas y son de larga duración, en términos de cinco a 10 años.

EL problema es poder conseguir suficiente cantidad de gravilla uniforme para que no queden manchas y básicamente la limitación es mano de obra.

Pregunta: ¿Cuáles son los recubrimientos texturizados en base a cemento?.

Respuesta: Se encuentran en el comercio ya sea en base a cemento gris o blanco, a los cuales se les ponen una serie de cargas o de aditivos que le pueden dar una aceleración de fraguado e impermeabilidad. Las cargas son normalmente gravilla que puede ser integrada o considerada como un componente adicional que le da muy buena resistencia. Pienso que es el recubrimiento de mayor durabilidad y al mismo tiempo puede dársele hasta cierta elasticidad si se le adiciona resina acrílica.

Pregunta: ¿Cuáles son los recubrimientos transparentes?.

Respuésta: Si, son recubrimientos transparentes desde el punto de vista de la construcción, no de la conservación del edificio.

Es lo que se usa más a raíz de que en la vivienda de interés social se trata de evitar el recubrimiento en base a aplanados. Los muros son de tabique o block aparente y para protegerlos de la humedad y que haya mayor facilidad de limpieza se están utilizando repelentes.

Estos son barnices, desde resina con solvente hasta con agua tipo emulsión. O simplemente silicones disueltos en agua o en solvente.

El silicón es un producto sintético que al cubrir el muro formando cristales impide el paso de agua a través del mismo con lo cual se logra impermeabilizarlo y se reduce además, el mantenimiento. Es de fácil aplicación.

Pregunta: Hemos hablado básicamente de recubrimientos exteriores ¿qué se encuentra en interiores?.

Respuesta: En el mercado normalmente se acostumbra colocar yeso sobre los muros de tabique o block. Y si se emplea por ejemplo tablaroca, es fácil de recubrir con papel tapiz, plástico, pinturas de aceite y vinílicas o vinil-acrílicas, y raramente se emplean recubrimientos texturizados porque no dan ese acabado tan liso que se necesita.

Cuando son laboratorios se usan pintura epóxica en interiores donde se necesita una superficie continua sin juntas ni huecos.

EL tema de recubrimientos para muros es sumamente complejo, pero creo que lo expuesto es el panorama general que actualmente refleja el mercado mexicano.

Fachadas premoldeadas.

EL sueño de los arquitectos de concebir una fachada de concreto ya sea en forma de cortina, celosía, en paneles aislados, en cuerpos tridimensionales, en juegos de luz y sombra se hizo realidad con los recubrimientos integrales premoldeados.

Una fachada modulada convenientemente puede manufacturarse en una fábrica con las ventajas que proporciona una organización industrial, al facilitar la mecanización de procesos, el uso racional de los materiales, la comodidad de trabajo de los operarios, su adecuada capacitación y la facilidad del control de calidad.

Los arquitectos han demostrado con capacidad creativa que con la prefabricación no se engendran necesariamente fachadas uniformes y monótonas a pesar de la repetición de módulos iguales.

"Iniciamos esta empresa - expresa el Ingeniero Mario Fastag C.; Gerente de Prefabricados Técnicos de la Construcción, S.A. (PRETECSA) - con la idea específica de hacer prefabricados con acabados y texturas arquitectónicas y fachadas integrales. El medio facilitó el desarrollo más amplio de la segunda meta".

Si se estudian todos los factores, desde la etapa misma del proyecto con el técnico en precolados y el calculista, se pueden ofrecer al arquitecto las soluciones más viables y económicas al analizar las ventajas de utilizar piezas prefabricadas, no sólo como unidades decorativas, sino aprovechar su resistencia y rigidez como elementos estructurales, aislantes de la intemperie, con acabados y texturas integrales al exterior y al interior, terminados desde fábrica.

Lo anterior, con la ventaja adicional de manufacturar una fachada prefabricada desde el inicio de la obra, permitiendo ir cerrando

los exteriores con el acabado definitivo al mismo tiempo en que se va levantando la estructura reduciendo considerablemente el tiempo de entrega.

Materiales; "La línea de nuestros recubrimientos - dice Fastag - está basada en concreto con diferentes tecnologías". En la base del molde, en la parte que se ve, utilizamos granos de mármol y piedras naturales de colores, materiales que al integrarse el concreto, con tratamientos posteriores al colado, los colores naturales salen a la vista y dan la belleza.

"Los tratamientos pueden ser lavados, ataques con herramienta, con agua a presión, choque de arena a presión, quitamos la piel al concreto para que se pueda ver lo que integra el módulo".

Según Fastag, el sistema de fabricación que utilizan en su planta permite un ahorro muy grande al ejecutado en obra, puesto que los materiales de acabado que van a quedar expuestos como son los mármoles, se colocan en el fondo del molde, en una capa muy delgada de concreto.

Después del armado se cuela un concreto normal como elemento estructural. Eso da la ventaja de que el costo de fabricación es el mínimo ya que el consumo de materiales caros es tan sólo en un recubrimiento.

"Para hacer ese trabajo en la obra -continúa Fastag- habría que montar la cimbra vertical con el material caro con la ventaja por parte de nosotros de que en la planta procesamos los paneles con los moldes y energéticos que una manufactura industrial puede ofrecer".

Se fabrican módulos desde el más pequeño de 40 X 60 centímetros con cuatro centímetros de espesor y acabados integrados. Los mismos se utilizan como recubrimientos en los edificios, coloca-

dos en los muros como si fueran placas de mármol o de alguna piedra natural. También grandes paneles de uno o dos pisos de altura donde está integrada la forma, la textura y cada pedido significa específicamente un proceso de fabricación.

"Hemos utilizado películas de retardantes de fraguado -dice- que al quitar la cimbra permiten dejar aparente los agregados que dan la textura a los paneles".

Para el proceso de fabricación se usan moldes de concreto, acero y plástico. En algunos casos cuando no se cumple con el principio de repetición en el diseño, se utilizan moldes de estireno, como fue en el caso del templo mormón que tiene un gran variedad de figuras.

La planta tiene un departamento técnico que maneja toda la ingeniería, desde el diseño de los moldes de las piezas, hasta los procedimientos y los anclajes de los muros que soportan los prefabricados.

Con base en los planos de taller, el departamento de control de calidad vigila la producción y el cumplimiento de las especificaciones.

La demanda de prefabricados la dividen en dos áreas para su atención, los módulos de línea y los de fachada, éstos se hacen sobre pedido.

"De estudios de mercado que realizamos -indica Fastag-, consideramos que cubrimos el 70% de la demanda nacional de premoldeados de concreto".

Montaje y producción. "En el 95% de los casos hacemos nosotros mismos el montaje de los recubrimientos integrales que producimos -continúa Fastag- Una de las ventajas que tiene PRETECSA, es

que todos los procesos son repetitivos".

El personal no proviene del medio de la construcción, es gente que llega del campo y en breve tiempo, se capacitan para hacer las operaciones respectivas.

Sólo en dos o tres partes del proceso, se requiere de personal especializado, sobre todo en la colocación de los anclajes ya que éstos están diseñados para absorber los movimientos que tienen las estructuras, principalmente en caso de sismo o bien están diseñados junto con los elementos prefabricados para soportar cargas cuando actúan como elementos estructurales.

En cuanto a la producción, Fastag comenta que tienen dos formas de medirla: las fachadas en metros cuadrados y los demás precolados, en metros cúbicos. La capacidad instalada de la planta del Valle de México es de 100,000 metros cuadrados para fachada y 5,000 metros cúbicos de moldeados menores, en las mejores épocas ha trabajado el 80% de su capacidad. La planta de Monterrey tiene una capacidad del 50% y la de Tijuana de 66% en relación a la de México.

Conceptos básicos. Al diseñar una fachada con elementos prefabricados de concreto, deben tomarse en cuenta conceptos básicos para lograr economía y rapidez.

La fachada industrializada requiere, como principio, la estandarización de elementos o módulos iguales.

Esto se traduce en ventaja económica por la producción en serie, la amortización de moldes y la simplificación de las operaciones de transporte y de montaje en obra.

El número mínimo de módulos a partir del cual se obtienen costos razonables es de 50 piezas.

"Afirmamos -dice Fastag- que la forma en el espacio de los prefabricados de concreto, podrá ser creada en una variedad sin límite, como es ilimitada la imaginación, creatividad y el ingenio artístico del diseñador".

Se recomienda que se consideren módulos grandes para eliminar el número de juntas, limitándose únicamente a la capacidad de los equipos de manejo de las piezas en la planta y de montaje en la obra, así como la capacidad del equipo de transporte.

Es importante definir su diseño al mismo tiempo en que se elaboran los proyectos definitivos de la construcción pues es conveniente y práctico dejar ahogado los anclajes en la estructura del edificio.

El último concepto que hay que considerar en el diseño es el conocimiento que debe tener el proyectista, de las diferentes texturas y coloridos de que puede disponer como acabado integral de las piezas precoladas.

La textura superficial del recubrimiento contribuye al tono de la obra y al efecto visual del conjunto. Al mismo tiempo puede incrementar o diluir reflejos de luz o contrates, según se utilicen texturas gruesas o lisas, mates o brillantes.

Los acabados más usuales del concreto arquitectónico son: liso, piedra artificial, granito artificial, agregado expuesto o lavado, martelinado, fracturado y grabado.

Existe también una extensa gama de colores y tonos que ayudan a dar colorido ambiental a las fachadas. Esto se puede obtener ya sea utilizando pigmentos especiales para cemento dentro de la mezcla o bien, en el caso de elementos prefabricados, con los tratamientos de superficie que permiten exponer los agregados. Al respecto se cuenta con un gran número de materiales decorati-

vos naturales como son las diferentes trituradoras de mármol, ónix, granito, piedras, canteras, vidrio, cerámica, cuarzo, etcétera.

EL concreto pigmentado produce una serie de colores en tonos pastel, mientras que los agregados naturales o artificiales expuestos dan un rango que cubre los rojos, amarillo, rosa, gris, verde, café, blanco, azul y negro..

El concreto tratado arquitectónicamente prevalece como el material de la era presente que reúne las más amplias características prácticas y estéticas que se requieren en el diseño de fachadas. Permite una ilimitada libertad de concepción de forma, puesto que es un material moldeable, y ofrece una enorme variedad de acabados, texturas y colores.

Es posible también dar a los prefabricados de concreto cualidades especiales de durabilidad, resistencia mecánica y física, resistencia a los agentes atmosféricos, impermeabilidad, incombustibilidad y aislamiento térmico y acústico para ajustar su uso e integrarlo a las necesidades generales de cada proyecto.

Lo nuevo en pastas.

A consecuencia de la destrucción europea por la Segunda Guerra Mundial, la urgente demanda de vivienda originó construcciones rápidas y sencillas en base a madera o tablaroca, las cuales necesitaban ser recubiertas o impermeabilizadas con materiales de alta calidad.

Debido a que las construcciones tradicionales hechas mediante mármol, cantera, piedras o mampostería eran lentas y costosas varias empresas químicas comenzaron a desarrollar productos que ofrecieran durabilidad, protección y belleza a las construc-

ciones rápidas, las cuales originalmente fueron construídas con materiales débiles que no resistían el estar expuestos a la intemperie.

Los italianos fueron los primeros en perfeccionar la tecnología de los recubrimientos en pasta semilíquida, los cuales ya venían de fábrica listos para ser aplicados.

Estos recubrimientos perfeccionados eran elaborados basándose en cuarzo y polímeros acrílicos, los cuales ofrecían por primera vez la durabilidad, belleza y resistencia de los acabados tradicionales de piedra, pero eran rápidos en su aplicación y su costo era mucho más bajo.

"El mercado de los recubrimientos se pueden dividir en tres amplios grupos simples, eternos y nobles -expresa el Licenciado Sergio Pineda, Director Comercial de COREV, S.A. DE C.V..

Los recubrimientos simples son los más comunes en el mercado, como la pintura normal, el tirol de cal o cemento blanco, el papel tapiz, etcétera. Sin embargo la durabilidad de los mismos es limitada, y en el caso de los tapices al quemarse emiten gases tóxicos".

Los recubrimientos eternos son los más tradicionales como el mármol, la piedra, la cantera, los metales, etcétera. La durabilidad es alta así como la calidad. La belleza de los mismos es eterna, sin embargo el precio es alto.

Los recubrimientos nobles son aquellos que están compuestos de diversos materiales de alta resistencia. La calidad es resultado de años de investigación y desarrollo.

A partir de 1980. La fabricación de recubrimientos nobles la iniciamos en octubre de 1980 con la fundación de COREV, S.A.

DE C.V. -continúa Pineda- El propósito era introducir al mercado mexicano acabados y productos para la industria de la construcción, utilizando tecnología italiana y alemana, el producto logró la aceptación, ofreciendo calidad y servicio, que representan para el consumidor ahorro en tiempo y dinero.

En México somos los únicos que producimos estos recubrimientos en pasta, hechos con base en arena de cuarzo, polímeros acrílicos, pigmentos y colorantes inorgánicos, mármol y una variedad de aditivos químicos que le den características de elasticidad, adherencia, textura y color estables".

Pueden ser utilizados en muros y plafones, sobre superficies de concreto, cemento, yeso, tablaroca, madera, metal, etcétera. Se puede obtener una variedad de texturas y colores muy bellos. Según Pineda estos recubrimientos son rápidos de aplicar, con una sola mano y con un rendimiento de mano de obra y de material superior a los tiroles comunes. Fraguan en menos de 12 horas. Secan al tacto a las cuatro horas.

Hay que observar que debido a que se aplican solamente una vez, es necesario e importante una adecuada programación de obras para no maltratar las superficies terminadas.

El entrevistado manifiesta que como este recubrimiento es compuesto de cuarzo, la dureza de su superficie es mayor que la de mármoles o piedras naturales. Son impermeables ya que la composición de resinas plásticas y diversas granulometrías de cuarzo dejan una superficie cerrada que evita el paso de la humedad.

Por otra parte, deja escapar vapor de humedad que se encuentra atrapado en muros. Esta humedad generalmente es la causa del salitre que sin embargo no afecta los recubrimientos. No permiten la formación de hongos o bacterias sobre ellos ya que poseen fungicidas no tóxicos; por tanto son idóneos en climas húmedos

o selváticos.

No requieren de posterior pintura. Su duración es superior a los 10 años, por lo que pueden ser lavados con detergentes comunes.

Su superficie cerrada aísla el calor o el frío, por tanto, lo hace térmico. Además son acústicos, rompen y absorben las vibraciones de sonido, son ideales en salas de cine.

En cuando al tipo de construcción, Pineda informa que este recubrimiento está siendo aplicado en las principales obras en México que tienen áreas muy transitadas, como son hoteles, oficinas de gobierno, tiendas comerciales, de autoservicio, bancos. Se puede mencionar los hoteles Ritz y Sheraton, Perisur, la torre Mexicana de Aviación, Banamex en todas sus oficinas y sucursales.

Fabricación y producción. "La materia prima se selecciona y se pesa una vez que pasa los estándares de control de calidad en el laboratorio de la misma planta.

Básicamente, el proceso industrial consiste en obtener una mezcla bien calculada en máquinas de alta dispersión llamadas Cowles de una altura de tres metros. Se producen cantidades mínimas de 600 kilogramos.

La capacidad del tanque es de una tonelada de material. Una vez que se obtuvo el producto cuya presentación es en cubeta, un montacarga las arregla de tal manera que se despachan directamente al camión del distribuidor.

"La planta de México es de doble tamaño de la que tenemos en Estados Unidos -afirma Pineda- La razón es que necesitamos tener un inventario de materiales muy grande porque los tiempos de

entrega son de cuatro o cinco semanas, a diferencia de Estados Unidos que son de tres días.

"Parte de la materia prima es nacional y la otra es importada; en ambos casos la disponibilidad es limitada por la alta calidad que requerimos. Del mercado nacional nos surte Pemex y Dupont, sin embargo ellos en algunos casos también están dependiendo de tecnología y materiales de importación.

El volumen de producción promedio es de 210 toneladas mensuales y los directivos de la empresa piensan llegar a producir a final del año, de 350 a 400 toneladas.

"Con ello estaremos surtiendo 30% de la demanda nacional de recubrimientos, industrializados -afirma Pineda".

En cuanto a la generación de empleos la empresa inició las operaciones con 10 empleados y la organización actual está integrada por más de 500 personas.

"Tenemos programado capacitar más gente -afirma Pineda- con beneficios en sueldos con más de \$100,000 pesos mensuales por la especialización que logran. Es un trabajo duro, difícil pero muy bien remunerado -acota- que tiene a la gente satisfecha porque al capacitar a alguien lo vuelve técnico de un producto sofisticado.

Aplicación. "Para aplicar el recubrimiento, el muro no requiere de ninguna preparación. Únicamente es necesario sellar con alguno de nuestros mismos productos.

"No es necesario picar o pulir el muro, hemos aplicado directamente sobre mosaico veneciano, en el caso del hotel Geneve en la zona rosa. También en un edificio de Veracruz lo aplicamos sobre vidrio porque estaba en fachada y costaba mucho removerlo.

La empresa garantiza la adherencia y estabilidad de color con una póliza de seguros o una fianza, por un mínimo de cinco años. Sin embargo la duración de los productos es superior a 15 años según afirma Pineda.

Para su aplicación solo es necesario agitar el producto que no requiere herramienta ni equipo especial.

Se puede obtener una serie grande de texturas y colores.

"De línea tenemos 30 colores -afirma- pero podemos hacer, en pedidos de 30 cubetas, el color o tonalidad que el cliente desee. La textura está sujeta a la imaginación del arquitecto".

En lo que respecta a la vivienda popular, Pineda nos informa que tienen una línea para ese tipo de habitación. Hemos logrado contratos con la C.T.M.. Antes utilizaban productos de escasa calidad en recubrimientos, las fachadas terminan decoradas en dos años y es difícil reunir y convencer a la gente para repintar o arreglar los exteriores de sus casa o áreas comunes de sus viviendas.

Ahora el promotor de la vivienda popular de la C.T.M., se ha concientizado para utilizar un recubrimiento de cuarzo que va a mantener una apariencia uniforme de la vivienda por muchos años coadyuvando a conservar el patrimonio principal que tiene el trabajador.

Comercialización. COREV no surte directamente al mercado de consumo, sino a través de una red nacional de distribuidores.

La inversión inicial que tienen que hacer es de 5 a 10 millones de pesos, contar con una infraestructura mínima de servicio: oficinas para atender clientes, un camión, cuatro andamios. Hay distribuidores que empezaron con esa inversión y están ope-

rando hasta con 500 trabajadores para atender sus obras.

"Seguimos los principios de comercialización que utiliza la McDonalds en Estados Unidos -asegura- Nuestros distribuidores hacen una inversión inicial y a cambio de eso los organizamos administrativa y comercialmente; les damos capacitación y asesoría en la aplicación, conocimiento y venta de los recubrimientos".

Para ciertas edificaciones se hace necesario el uso de recubrimientos con características específicas de durabilidad. "Por ejemplo, Pemex usa COREV en las plataformas marinas -dice Pineda- porque en caso de incendio no es combustible y no despiden gases tóxicos. Los hoteles también son otro ejemplo por la misma razón.

Es importante concientizar al arquitecto y al ingeniero que el producto de menor costo no es el mejor -expresa Pineda- Si, abaten costos pero trasladan el costo de mantenimiento al propietario de la construcción y no creemos que sea el criterio correcto a seguir.

"Los recubrimientos de cuarzo sirven inclusive para avalar la calidad de trabajo del constructor, -concluye- porque años después la apariencia perdura".

Desde cerámica a textiles.

Recubrimientos cerámicos.- Vitromex tiene recubrimientos cerámicos para muros en tres medidas.

Azulejo de 11 por 11 centímetros en la misma gama de colores que su línea de muebles de baño Vitroloseta de 15 x 15 centímetros, según las siguientes series.

Ondulada cuenta con cinco colores y dos decorados en cada uno

excepto el azul con tres.

Los colores son azul pergamino, blanco y avocado.

Kristalina: Tiene un color café y dos decorados.

Otoñal: En colores verde, café y almendra y cuatro decorados en cada uno.

Retinado: En colores rosa, azul y beige y dos decorados en cada color ,uno adicional en el beige para cocinas,..

Cosmos: Viene en colores amarillo, rosa, azul y café con cuatro decorados en cda color ,uno adicional en amarillo especial para cocina,.

Otra vitroloseta de 15 x 20 centímetros que tiene solamente una serie denominada Agua, la cual consta de cuatro colores, sin que se nos haya informado de decorados. Estos son rosa, café azul y gris.

Entre las ventajas de las losetas cerámicas se encuentra la facilidad de limpieza, no requieren ceras o abrillantadores, resisten ataques de ácido, etcétera.

Vitromex

Detroit No. 9

Colonia Nápoles

México 03810 D.F.

Teléfonos: 598-02=99 598-04-90

Recubrimientos de pasta.

Texsa-Tex es una pasta de color blanco o en colores sobre pedido,

en base a resinas en dispersión coloidal estable y minerales sílicos con curva de granulometría controlada.

Según la fuente, una vez fraguado forma una capa, con diferentes texturas, de alta resistencia al intemperismo, a la abrasión, decorativa, libre de contracciones, impermeable y durable.

Entre otros usos, se aplica como recubrimiento decorativo de muros, fachadas, columnas y se le puede dar una cantidad ilimitada de texturas.

Modo de aplicación: Se prepara una base con el mismo material, aplicándolo tal como viene, a la superficie del muro, que deberá estar libre de polvos, grasas, oquedades y protuberancias, por medio de una llana metálica dentada de modo a formar rayas verticales de uno a seis milímetros de espesor.

EL tiempo de fraguado es de cuatro a seis horas, dependiendo de la temperatura y la humedad relativa del medio ambiente.

Una vez fraguada la base, se puede dar acabado terso añadiendo a ésta más material y pasándole simplemente una llana metálica.

El acabado rugoso se logra sustituyendo la llana por un rodillo para pintar.

El acabado picado fino y grueso se obtiene después del acabado terso con la ayuda de un cepillo de cerdas de ixtle y de uno metálico de púas, respectivamente.

El acabado escobillado puede hacerse después del terso y pasándole a la superficie un cepillo grueso.

A la apariencia de tela se llega por medio de una manta de yute y un rodillo de pintor que se pasa por encima de ésta cuando la superficie tiene el acabado terso.

Los acabados tirol rústico o planchado se logran de la misma forma que los anteriores, pero con el lanzamiento adicional de tirol por medio de una tiroleta y en el caso de planchado, se le pasa nuevamente la llana metálica.

El acabado goteado grueso o fino se alcanza con la tiroleta graduando la misma.

A los acabados, pueden agregarse resinas de polivinilo para dar brillo y limpieza, poliuretano para abrillantar y dar protección contra la abrasión o pintura acrílica para decorar superficialmente.

Texsa-Tex viene en cubetas de 19 ó 50 litros.

Texsa, S.A. de C.V.
Insurgentes Sur No. 598, 4o. Piso
Col. del Valle
México 03100 D.F.
Teléfono: 687-18-77
Telex: 01773887

Tableros de madera.

Se encuentran en el mercado nacional fabricados por Fibracel, una serie de tableros de madera de alta densidad con una extensa línea de productos con acabados, como son: Fibracel acabado madras, fibracel azulejo, fibracel esmaltado, Perfocel esmaltado y Plafocel.

Fibracel acabado maderas fabricación de puertas y para el recubrimiento de muros, así como para la fabricación de lambrines y muros divisorios.

Se fabrica en cuatro colores, tablatex, nogal, africano, encino peruano y roble inglés. Se surte en láminas de 1.22 por 2.44 metros y en espesores de tres y cinco milímetros.

Fibracel azulejos. Se emplea en el recubrimiento de los muros en cocinas y baños, a excepción del área de la regadera.

Se fabrica en colores azul, crema, verde, rojo, negro y blanco. Se presenta en dos espesores de tres y cinco milímetros y se puede adquirir en láminas de 1.22 por 2.44 metros.

Fibracel esmaltado: De las mismas cualidades que el tipo Maderas, se emplea para recubrimientos de muros, lambrines y muros divisorios.

Sus colores son azul, crema, blanco y verde. Sus dimensiones: 1.22 por 2.44 metros.

Se nos informa que los tres productos anteriores son más resistentes que la madera natural, no se apolillan ni se astillan, no se tuercen, no tienen nudos ni asperezas. Su apariencia es uniforme y tersa y se pueden formar curvas.

La firma trabaja actualmente en el desarrollo de nuevos productos, como son: exteriores, acabados tipo madera realzados y otros más.

Fibracel, S.A. de C.V.

Londres No. 258, 2o. Piso

Col. Juárez

México 06600 D.F.

Teléfonos 533-12-90 511-55-67 550-84-26

Tapicería de muros

La compañía Grupo Di lanzó al mercado su nueva línea de telas "Gerald Norman" para tapicería de muros, mamparas y muebles.

Fabricadas en México a mano, son 100% de fibras naturales, lana, algodón, lino, etcétera.

La tela viene en anchos de 1.40 a 1.80 metros y está tratada contra la polilla, pudiéndose agregar retardante contra el fuego a solicitud de los clientes.

Su gama de colores es armónica en tonos pastel y se nos informa que actualmente se está exportando a los Estados Unidos, donde ha pasado pruebas exhaustivas de durabilidad, resistencia abrasiva, etcétera.

Grupo Di

ALta Vista No. 119

San Angel

México 20 D.F., Código Postal 01060

Teléfonos 530-12-46 548-80-61 550-84-26

De varias texturas.

Recubrimientos integrales GMC tiene ocho recubrimientos Granodéc de diversos tipos y texturas y dos Inoflex.

Los primeros ocho se componen de un aglutinante lástrico especialmente combinado con silices inorgánicas y pigmentos resistentes a la intemperie.

Tienen , además, un sellador final vinil-acrílico que aumenta su impermeabilidad.

Los recubrimientos se inician con un sellado de la superficie para neutralizar la succión de la base y obtener una correcta adherencia.

Se forma una capa base con los dos materiales arriba mencionados con un equipo neumático y la textura se logra con el mismo.

Su proceso de aplicación permite un triple sellado de la superficie que impide el paso de la humedad a los interiores.

Se usan para muros exteriores e interiores tachadas, trabes, plafones, columnas y es aplicable en aplanados con mezcla, cemento láminas de asbesto, metal, yeso, fibracel y madera.

Los ocho tipo de Granodéc y sus texturas son granular, de textura arenosa-rugosa, gota granulosa, planchado, mixta rugosa-plana, rayado planchado de surcos rugosos y planos moteado creteada (acabado viteol: marmoleado lanzado, con mármol lanzado y de textura áspera y marmoleado planchado terso.)

Su espesor de 1.58 a 2.68 milímetros y su peso es de dos a tres kilogramos por metro cuadrado. En el caso de marmoleado, su peso es de 14 kilogramos por metro cuadrado y su espesor es de seis a 10 milímetros.

El recubrimiento Inoflex es un acabado semiliso, con una textura tipo cáscara de naranja y es óptimo para cocinas y baños y para lugares con mucha limpieza como hospitales y clínicas.

Recubrimientos Integrales GMC

Tamaulipas No. 107-203

Col. Cónesa

México 01640 D.F.

Teléfonos: 553-41-73 286-06-57

Los recubrimientos se inician con un sellado de la superficie para neutralizar la succión de la base y obtener una correcta adherencia.

Se forma una capa base con los dos materiales arriba mencionados con un equipo neumático y la textura se logra con el mismo.

Su proceso de aplicación permite un triple sellado de la superficie que impide el paso de la humedad a los interiores.

Se usan para muros exteriores e interiores tachadas, trabes, plafones, columnas y es aplicable en aplanados con mezcla, cemento láminas de asbesto, metal, yeso, fibracel y madera.

Los ocho tipo de Granodéc y sus texturas son granular, de textura arenosa-rugosa, góta granulosa, planchado, mixta rugosa-plana, rayado planchado de surcos rugosos y planos moteado creteada (acabado viteol: marmoleado lanzado, con mármol lanzado y de textura áspera y marmoleado planchado terso.)

Su espesor de 1.58 a 2.68 milímetros y su peso es de dos a tres kilogramos por metro cuadrado. En el caso de marmoleado, su peso es de 14 kilogramos por metro cuadrado y su espesor es de seis a 10 milímetros.

El recubrimiento Inoflex es un acabado semiliso, con una textura tipo cáscara de naranja y es óptimo para cocinas y baños y para lugares con mucha limpieza como hospitales y clínicas.

Recubrimientos Integrales GMC

Tamaulipas No. 107-203

Col. Còndesa

México 01640 D.F.

Teléfonos: 553-41-73 286-06-57

Para diseñadores.

Cyanamid de México, anuncia la introducción al mercado nacional del nuevo producto de su División Formaica denominado Design Concepts, material decorativo creado en Francia con un acabado brillante y mate.

Fue lanzado hace dos años en Estados Unidos y un año en Europa, México es el primer país latinoamericano donde se hizo la introducción.

La función principal es la de cubrir superficies en las áreas de muebles y construcción.

Disponibles en siete colores lisos puede ser aplicado horizontal y verticalmente sobre materiales de base, como aglomerados, triplay, madera o metal. El único requisito a cubrir es que la superficie sea pulida, con un acabado terso libre de imperfecciones.

Al igual que el laminado decorativo marca Formaica. Design Concepts puede ser aplicado con adhesivo de contacto P.V.A. resinas epóxicas, etcétera.

Para evitar las deformaciones en el material de base, cuando sea madera, aglomerado o triplay, se recomienda balancear aplicando contra chapa Formaica.

Con respecto al almacenamiento, al tener una superficie con doble acabado, se recomienda una hoja de papel kraft entre cara y cara.

El material se encuentra en el mercado en láminas de 1.22 x 2.44 metros y en espesor de 1.2 milímetros.

Cyanamid de México, S.A. de C.V.
División Formaica
Calz. de Tlalpan No. 3092
04910 México D.F.
Teléfonos: 677-00-11 y 677-34-51

En la actualidad los acabados forman ya una gama de productos impresionantes, tanto en muros como en pisos y plafones.

A continuación encontraremos algunos de los más recientes, cuya calidad y apariencia sobresalen en el mercado mexicano.

Analizaremos sus usos, sus características y su aplicación, para tener una idea más clara cuando nos enfrentemos a la responsabilidad, ya sea de aplicarlos a nuestras construcciones, o de sugerirlos en nuestros proyectos.

De igual forma, les servirán de catálogo, pudiendo solicitar al fabricante más información de cada uno de ellos.

La idea de darles esta información, es que sirva de inicio para un catálogo completo de acabados, que es indispensable tener como constructores y diseñadores.

Es muy importante que traten de tenerlo actualizado, hablando a los proveedores periódicamente, investigando así los cambios a los viejos productos y los de reciente aparición.

INTRODUCCION

Estimados señores:

La presente información pretende ser una guía que ayudará tanto a usted como a sus clientes, en principio, a conocer el paquete que Interceramic ofrece de sus productos, y enseguida la ayudará de una manera sencilla y gráfica a acrecentar la imaginación de toda aquella persona involucrada en crear instalaciones bellas.

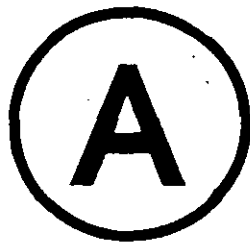
Esperamos que esta guía sirva a usted y le ayude a incrementar sus ventas auxiliándole a sugerir a Ingenieros, Arquitectos, Decoradores, Instaladores y Clientes en general la infinidad de combinaciones que pueden lograrse con los Productos Interceramic.

Esta guía se compone de las siguientes secciones:

- (A) Formatos Interceramic en Pisos y Recubrimientos
- (B) Combinaciones de color
Piso Interceramic > Boquilla Interceramic > Recubrimiento Interceramic > Muebles para baño
Recubrimiento Interceramic > Listeles Interceramic > Muebles para baño
- (C) Sección de Grupos Cerámicos en tonos afines
- (D) Listeles Interceramic
- (E) Combinación de Pisos Interceramic en sus diferentes formatos
- (F) Instructivo de instalación adhesivos y boquillas Interceramic


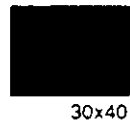










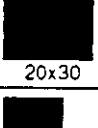
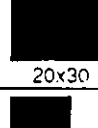
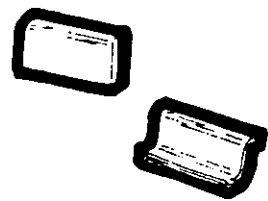
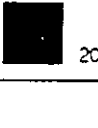
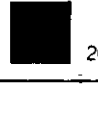
• INTERNACIONAL DE CERAMICA SE RESERVA EL DERECHO DE CAMBIAR: FORMATOS, COLORES, COMBINACIONES Y PRODUCTOS QUE AQUI SE MUESTRAN SIN PREVIO AVISO.

• DERECHOS RESERVADOS PROHIBIDA LA REPRODUCCION PARCIAL O TOTAL DE ESTE FOLLETO.




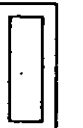






















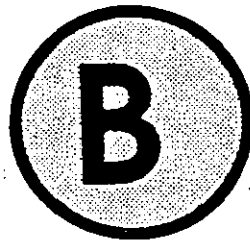
**FORMATOS INTERCERAMIC
EN PISOS Y
RECUBRIMIENTOS**

PISOS INTERCERAMIC

| <i>Residencial</i> | <i>Comercial</i> | <i>Porcelanato</i> | <i>Piezas Especiales</i> |
|--|--|--|---|
| líneas: - Versailles - Antigue - Elegance - Penta - Roma - Italia - Classica - Pastel - Imperiale - Penta | líneas: - Montaña - Leonardo - Roca - Constelación - Acero | - Pulido - Mate | - Taco - Listelo - Zoclo - Remate |
|  40x40 | | | |
| |  30x40 | | |
|  30x30  Hexa. |  30x30  30x30 Octagonal |  30x30 |  6.7x6.7  6.7x30 |
|  25x25  25x25 penta | | |  6.7x6.7 |
|  20x30 |  20x30 | |  |
|  20x20 |  20x20 | | |
| | | | |


RECUBRIMIENTOS INTERCERAMIC

| <i>Lisos</i> | <i>Decorados</i> | <i>Con Remate</i> | <i>Listeles</i> |
|--|--|--|--|
|  20x33 - Singapur |     |  |  5x20  6.5x20  7.5x20 |
|  20x40 - Jerez - Torino |  | |  5x20  6.5x20  7.5x20 |
|  23x35 - Ebano |  |  |  5x23  7.5x23 |
|  27x37 - Verona |  | |  7.5x27  10x27  5x27 |



COMBINACIONES
DE
COLOR

PISOS INTERCERAMIC

| TABLA DE COMBINACION COLORES  | BOQUILLA INTERCERAMIC | RECUBRIMIENTO INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|---|---|---|--|
| <u>LINEA PASTEL</u> 10X20,20X20,20X30 30X30 CMS. | | | |
| MARFIL CORAL ALMENDRA SHELL CARMEL | TAN GRAY CHOCOLAT GRAY GRAY | SINGAPUR BEIGE SINGAPUR BEIGE VERONA CAFE TORINO EBANO BEIGE | CAFE CLARO BEIGE CAFE CLARO ROSA BLANCO/NEGRO |
| <u>LINEA LEONARDO</u> 10X20,20X20,20X30 30X30 CMS. | | | |
| CROMO COBRE MARINA | GRAY CHOCOLAT GRAY | SUENOS GRIS SUENOS BEIGE EBANO NEGRO | GRIS BLANCO/NEGRO NEGRO/BLANCO/ |
| <u>LINEA VERSAILLES</u> 20X20,30X30 | | | |
| CERISE VERTE NOIR BLEU BLANC CREME | CHARCOAL GRAY CHARCOAL GRAY ANTIQUE TAN | VERONA VINO VERONA VERDE VERONA VERDE JEREZ SINGAPUR BLANCO EBANO BEIGE | VINO BLANCO NEGRO/BLANCO AZUL NEGRO/BLANCO BLANCO/NEGRO |
| <u>LINEA MONTANA</u> 10X20,20X20 20X30,30X30 CMS. | | | |
| GRANITO PLATINUM GRAFITO LAGUNA ASPEN TAOS ARENA TERRACOTA CANELA SOLARE | TAN GRAY GRAY GRAY TAN SALMON ANTIQUE GRAY CHOCOLAT GRAY | EBANO BEIGE TORINO JEREZ EBANO NEGRO SUENOS BEIGE VERONA VINO SINGAPUR GALERIA SINGAPUR BEIGE SUENOS BEIGE JEREZ | BEIGE GRIS BLANCO/NEGRO AZUL BEIGE ROSA CAFE CLARO BLANCO BLANCO/NEGRO BLANCO/NEGRO |

PISOS INTERCERAMIC

| TABLA DE COMBINACION DE COLORES (1) | BOQUILLA INTERCERAMIC | RECUBRIMIENTO INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|---|----------------------------------|--|------------------------------------|
| <u>LINEA ROCA I</u> 25X25, 30X30 OCT. | | | |
| ZIRCONIO GRANATE AMATISTA | CHARCOAL CHOCOLAT CHOCOLAT | JEREZ VERONA CAFE SINGAPUR BEIGE | NEGRO/BLANCO CAFE CAFE CLARO |
| <u>LINEA ITALIA</u> 20X20, 20X30 30X30 CMS. | | | |
| FLORENCIA ALPES | CAOBA TAN | SINGAPUR BEIGE SUENOS BEIGE | BEIGE BEIGE |

PISOS INTERCERAMIC

| TABLA DE COMBINACION DE COLORES (2) | BOQUILLA INTERCERAMIC | RECUBRIMIENTO INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|---|--|---|---|
| <u>LINEA ROMA</u> 30X30 TRANI VENATO PERLATO ESMERALDA FIOR | SALMON GRAY ANTIQUE CHARCOAL GRAY | VERONA VINO VERONA VERDE VERONA CAFE VERONA VERDE JEREZ | ROSA GRIS BEIGE NEGRO/BLANCO GRIS |
| <u>LINEA ELEGANCE</u> 30X30 CMS | | | |
| BLUSH BLACK MIST WHITE | SALMON CHARCOAL GRAY ANTIQUE | TORINO EBANO NEGRO SINGAPUR BLANCO JEREZ | ROSA NEGRO/BLANCO GRIS BLANCO/NEGRO |
| <u>LINEA ANTIQUE</u> 25X25 CMS | | | |
| SAHARA CREME PEACH BLANC COBRE METAL STONE WILLOW | GRAY TAN TAN GRAY CHOCOLAT CIELO TAN TURQUESA | TORINO EBANO BEIGE SUENOS BEIGE JEREZ SINGAPUR BEIGE JEREZ SINGAPUR BEIGE VERONA VERDE | ROSA BEIGE BEIGE BLANCO/NEGRO BLANCO/BEIGE AZUL CAFE VERDE |
| <u>LINEA ACERO</u> 30X30 CMS. | | | |
| SILVER ECLIPSE SIENA GLACIAR ROSETTA | GRAY CHARCOAL TAN GRAY LADRILLO | SUENOS GRIS VERONA VINO SUENOS BEIGE JEREZ TORINO | GRIS NEGRO BEIGE BLANCO/NEGRO ROSA |

PISOS INTERCERAMIC

| TABLA DE COMBINACION DE COLORES (2) | BOQUILLA INTERCERAMIC | RECUBRIMIENTO INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|---|--|--|--|
| <u>LINEA CONSTELACION</u> 30X30 CMS | | | |
| VENUS ANTARES ACUARIO SAGITARIO AURORA | CHARCOAL GRAY TAN GRAY GRAY | SUENOS GRIS JEREZ SINGAPUR BEIGE SUENOS GRIS TORINO | NEGRO GRIS/BLANCO BEIGE GRIS ROSA |
| <u>LINEA TORINO</u> 31X31 CMS | | | |
| ALUMINIUM CHAMPAGNE | GRAY GRAY | TORINO VERONA CAFE | GRIS BEIGE |

PISOS INTERCERAMIC

| TABLA DE COMBINACION DE COLORES (3) | BOQUILLA INTERCERAMIC | RECUBRIMIENTO INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|---|--|--|--|
| LINEA CLASSICA 40X40 CMS. | | | |
| BRECCIA TIRRENO CORALATO | CAOBA CHARCOAL LADRILLO | VERONA VERDE TORINO | BLANCO GRIS/NEGRO BLANCO |
| LINEA IMPERIALE 40X40 CMS | | | |
| ALICANTE PIETRA ROSSO CALACATA AVORIO | CHOCOLAT CHARCOAL GRAY GRAY TAN | VERONA CAFE EBANO NEGRO JEREZ TORINO EBANO BEIGE | BEIGE NEGRO/BLANCO ROSA/BLANCO GRIS BEIGE |
| LINEA PORCELANATO 30X30 CMS. | | | |
| TITANIUM NUTMEG TERRA SAND BALTIC RUBI CINNABAR LAVA | CHARCOAL CHOCOLAT CAOBA CHOCOLAT CIELO CHARCOAL LADRILLO CHARCOAL | SINGAPUR BEIGE BLANCO JEREZ VERONA VINO VERONA VERDE | NEGRO CAFE NEGRO CAFE AZUL VINO/NEGRO NEGRO/BLANCO NEGRO/BLANCO |
| LINEA PENTA 25X25 CMS | | | |
| BLANC CROMO MARINA STONE WILLOW | ANTIQUE GRAY GRAY TAN TURQUESA | T A C O NEGRO CERISE NEGRO VERDE BLANCO | JEREZ SINGAPUR BEIGE EBANO NEGRO JEREZ JEREZ |
| NEGRO VINO NEGRO VERDE BLANCO | | | |

PISOS INTERCERAMIC

| TABLA DE COMBINACION DE COLORES (3) | BOQUILLA INTERCERAMIC | | RECUBRIMIENTO INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|-------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---|---------------------------------------|
| LINEA ELEGANCE 30X30 | HEXAGONAL | | | |
| BLUSH BLACK MIST WHITE | SALMON CHARCOAL GRAY ANTIQUE | CERISE BLANCO NEGRO BLEU | TORINO EBANO NEGRO SINGAPUR BLANCO JEREZ | ROSA BLANCO GRIS BLANCONEGRO |

OCTAGONAL PERTENECE A LA LINEA ROCA II
30X30 OCT.

ZIRCONIO
AMATISTA
GRANATE

RECUBRIMIENTOS INTERCERAMIC

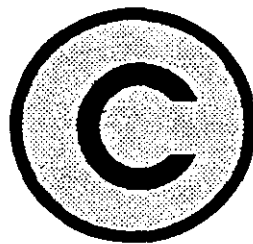
| TABLA DE COMBINACION DE COLORES RECUBRIMIENTOS | LISTELES INTERCERAMIC | DECORADOS INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|---|---|-----------------------------------|---|
| <u>LINEA SUENOS</u> 25X40 CMS | | | |
| BLANCO GRIS | PRIMAVERA ROSA 7.5X25 CUERDA GRIS 7.5X25 | | ROSA GRIS/NEGRO |
| <u>LINEA SINGAPUR</u> 20X33 CMS | | | |
| BLANCO BEIGE BLANCO GALERIA | MARGA GRIS 5X20 No. 2 FONDO MARMOL ORO 6.5X20 CORSA AZUL 5X20 PRIMAVERA FONDO NEGRO 7.5X20 | | GRIS/NEGRO BEIGE NEGRO NEGRO |
| <u>LINEA VERONA</u> 27X37 | | | |
| VERDE CAFE VINO | VERONA GRIS 7.5X27 PRIMAVERA ROSA 7.5X27 VERONA GRIS 7.5X27 | | BLANCO/NEGRO NEGRO/BLANCO NEGRO/BLANCO |
| <u>LINEA TORINO</u> 20X40 CMS | | | |
| GRIS | LAVA ROSA 7.5X20 | | GRIS |
| <u>LINEA JEREZ</u> 20X40 CMS | | | |
| BLANCO JEREZ | CORSA AZUL 5X20 | | BLANCO/NEGRO |
| <u>LINEA EBANO</u> 25X35 | | | |
| BEIGE NEGRO | FLORENCIA ROSA 7.5X23 VERONA GRIS 5X23 | | NEGRO/BLANCO ROSA/BEIGE |

RECUBRIMIENTOS INTERCERAMIC

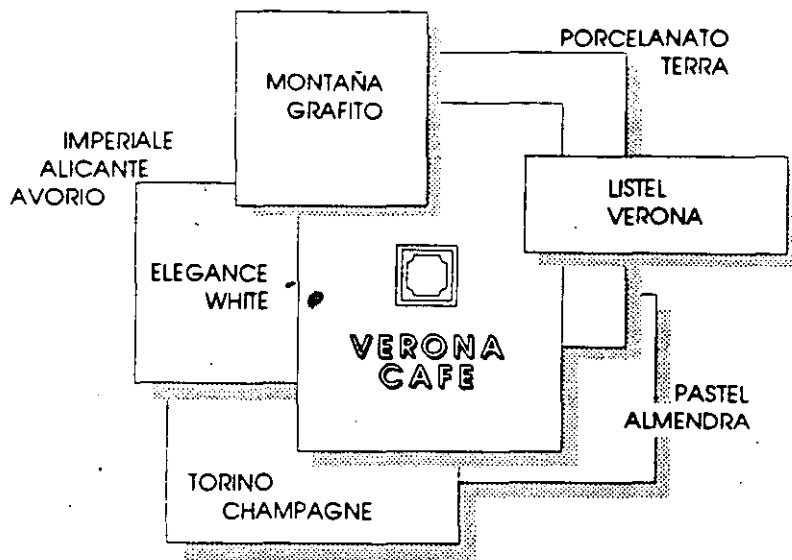
| TABLA DE COMBINACION DE COLORES RECUBRIMIENTOS | LISTELES INTERCERAMIC | DECORADOS INTERCERAMIC | MUEBLES DE BANO COLOR |
|--|---|-----------------------------------|----------------------------------|
| LINEA FASIA 20X30 CMS. BEIGE GRIS | No.2 FONDO MARMOL ORO 6.5X20 No.11 FONDO MARMOL NEGRO 6.5X20 | | |

COLOR DE TACOS

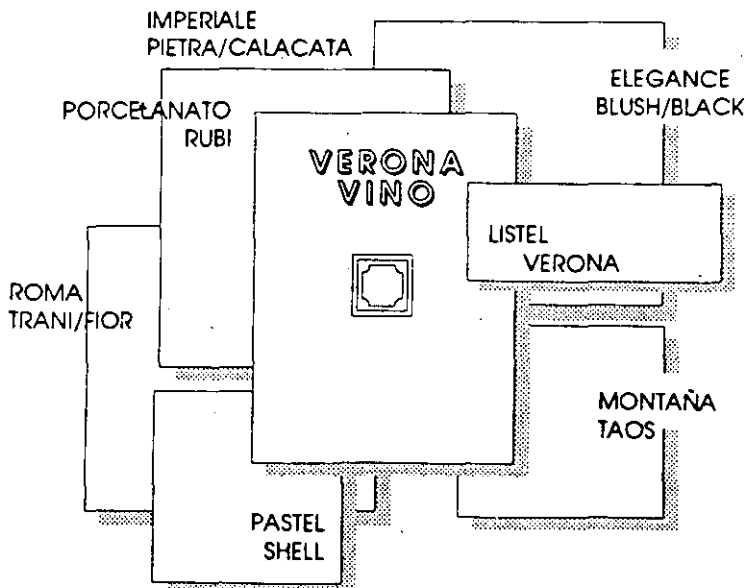
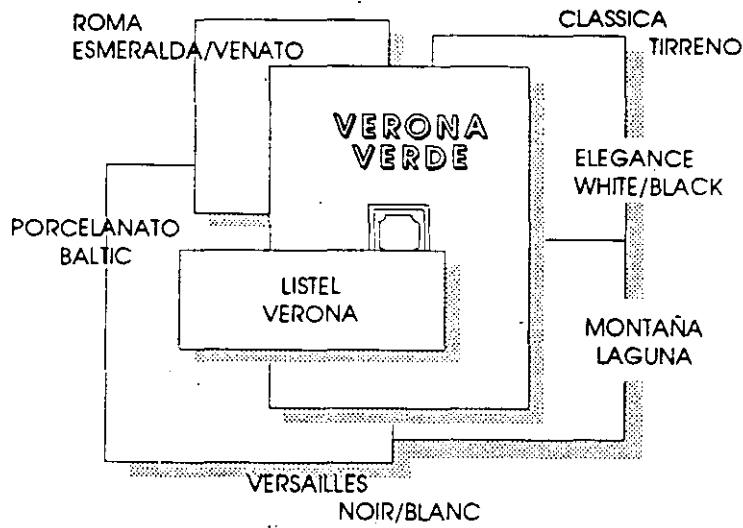
BLEU
CERISE
NOIR
BLANC
VERTE
STONE
CROMO
MARINA
WILLOW

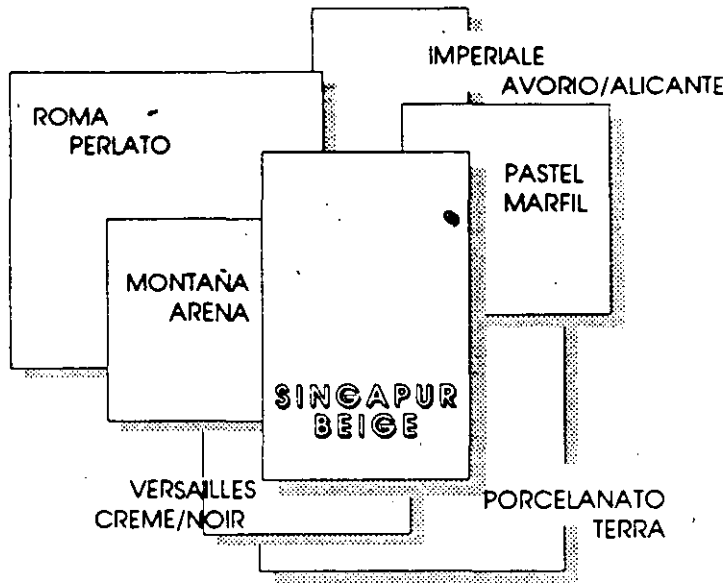


**GRUPOS DE TONOS
EN
COLORES AFINES**

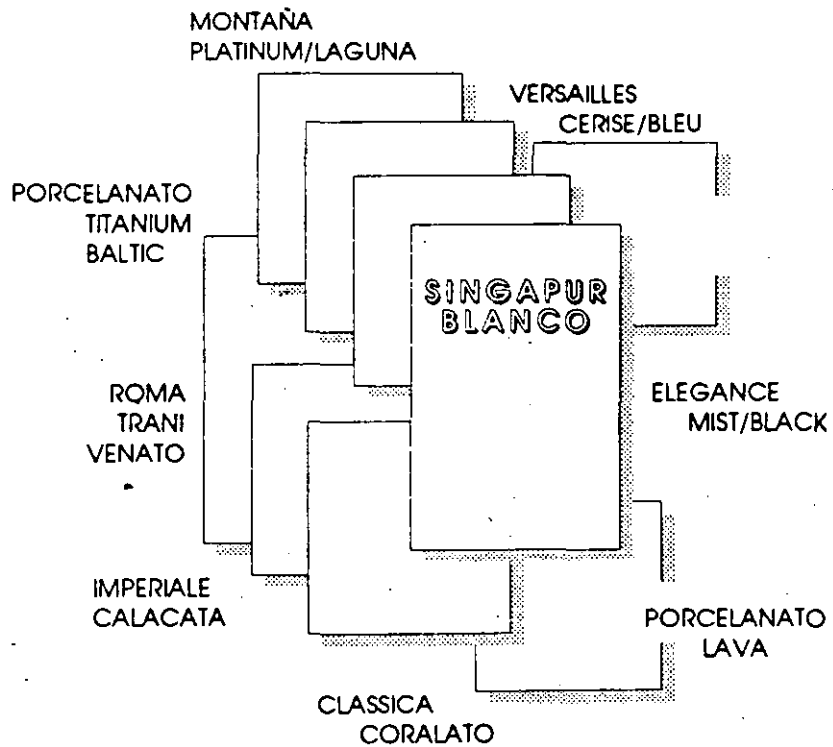


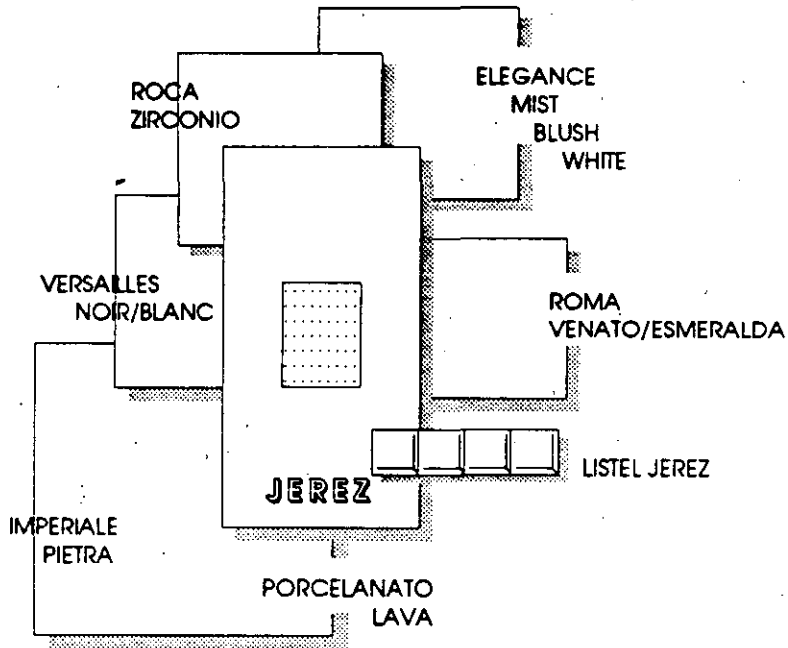
COLORES AFINES



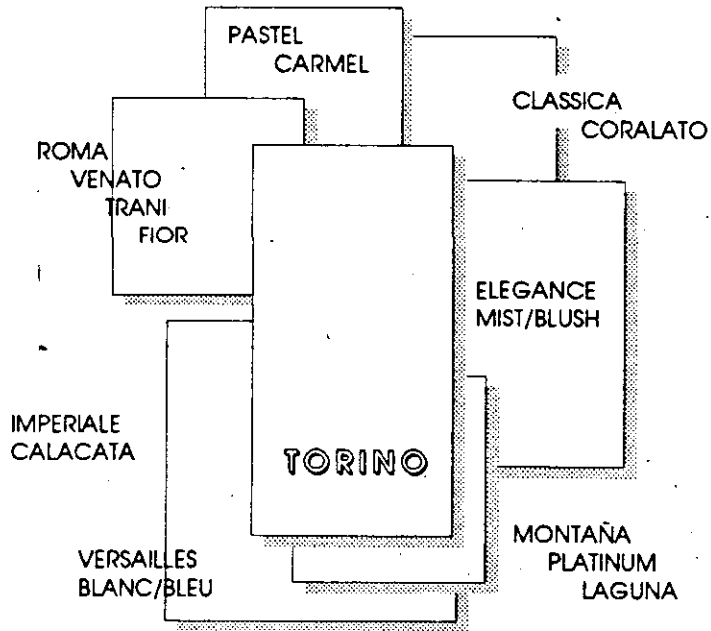


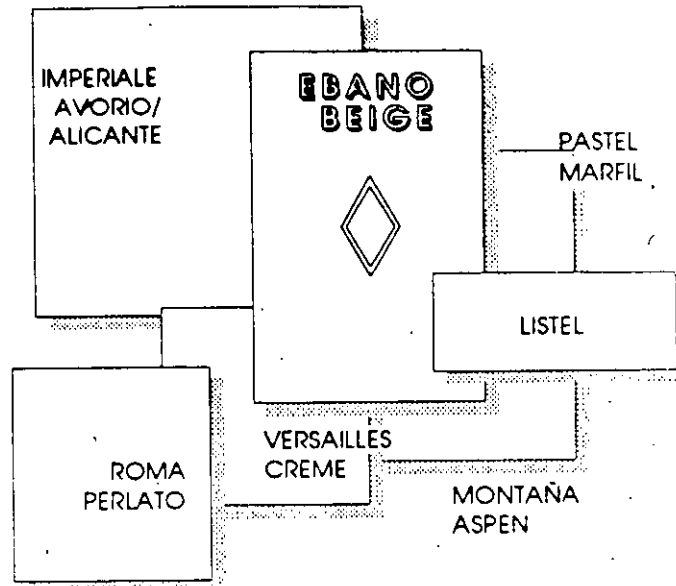
COLORES AFINES



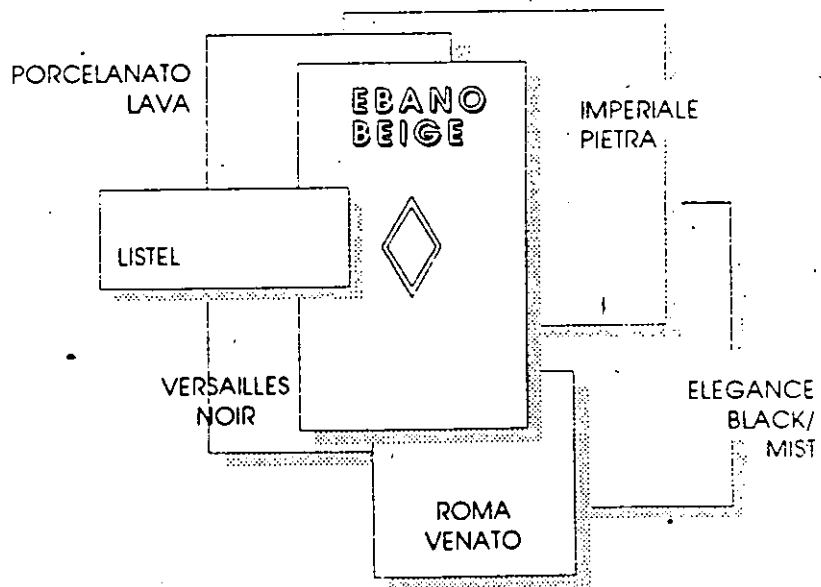


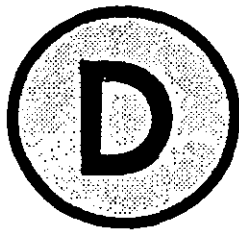
COLORES AFINES






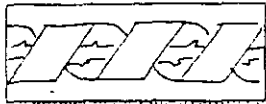

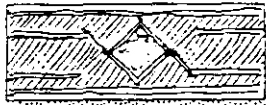


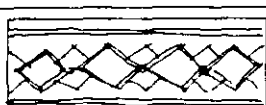






COLORES AFINES

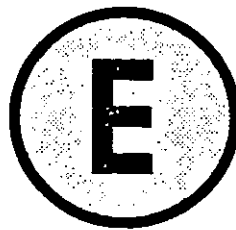




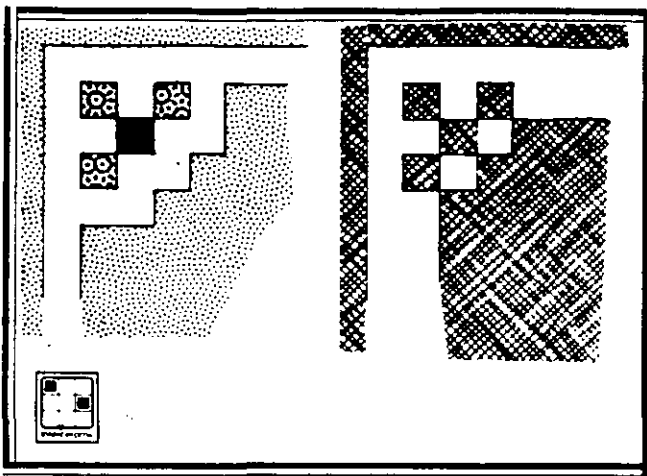
**LISTELES
INTERCERAMIC**

=LISTELES PARA RECUBRIMIENTO=

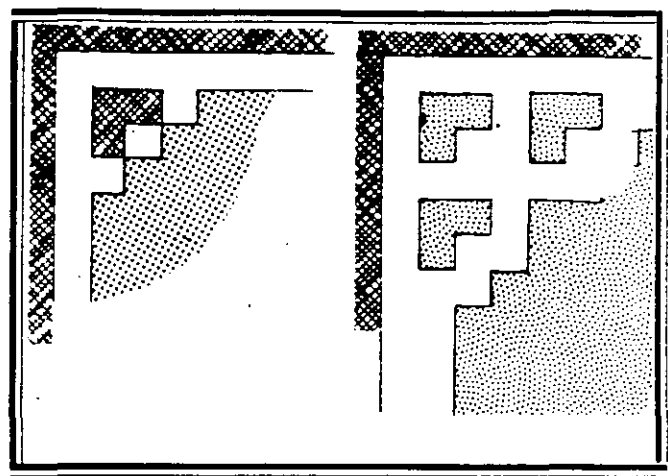
| FORMATO | DESCRIPCION | FIGURA | COMBINACIONES |
|--|--------------------|---|--------------------------------------|
| 15 X 20CM | MARGA GRIS |  | SINGAPUR FASIA TORINO JEREZ |
| 5X20 CM. 5X23 CM 5X23 CM 7.5X27 CM. | VERONA GRIS |  | TODOS |
| 6.5X20 CM. | Nº 2 MARMOL BEIGE |  | SINGAPUR FASIA TORINO JEREZ |
| 6.5X20 CM. | Nº11 MARMOL NEGRO |  | SINGAPUR FASIA TORINO JEREZ |
| 7.5X20 CM. 7.5X23 CM. | LARA ROSA |  | CON TODOS EXCEPTO VERONA |
| 7.5X25 CM 7.5X27 CM | PRIMAVERA ROSA |  | SUEÑOS VERONA |
| 5X20 CM 5X23 CM 5X25 CM | CORSA AZUL |  | CON TODOS EXCEPTO VERONA |
| 7.5X23 CM 7.5X25 CM | FLORENCIA ROSA |  | EBANO SUEÑOS |
| 7.5X23 CM 7.5X25 CM | FLORENCIA |  | EBANO SUEÑOS |
| 7.5X20 CM | PRIMAVERA NEGRO |  | SINGAPUR FASIA TORINO JEREZ |
| 5X27 CM. | TREVISIO VERDE |  | VERONA |
| 5X27 CM | TREVISIO MARRON |  | VERONA |
| 5X27 CM | TREVISIO ROSA |  | VERONA |



COMBINACION DE PISOS
EN SUS DIFERENTES
FORMATOS



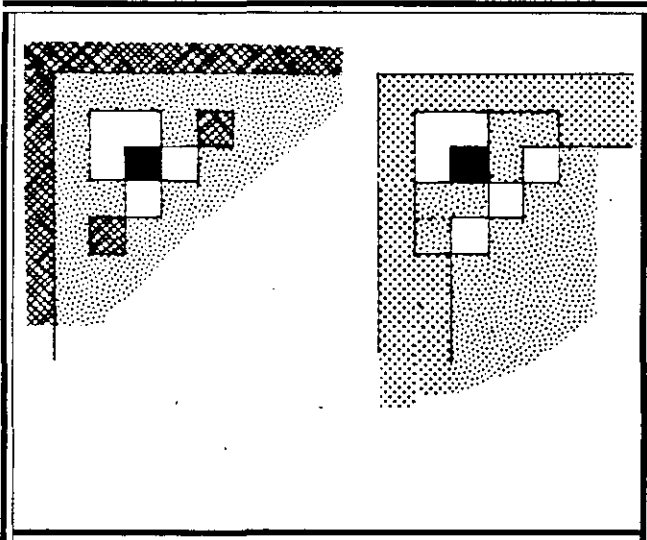
1. Combinación
4 colores



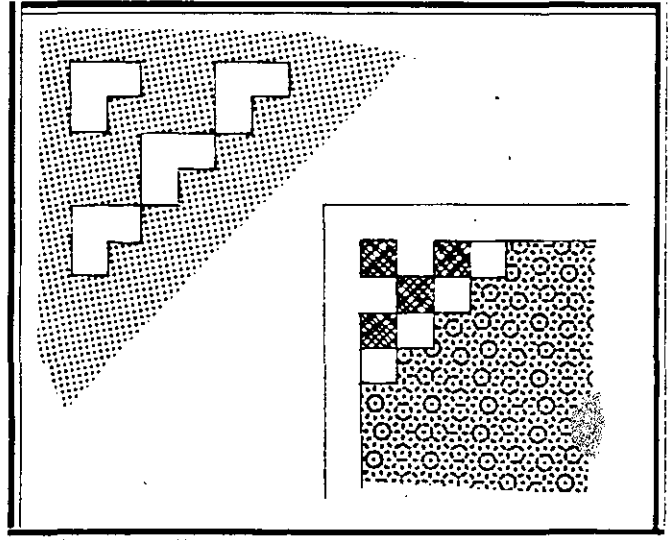
3. Combinación
3 colores

2. Combinación
2 colores

4. Combinación
3 colores



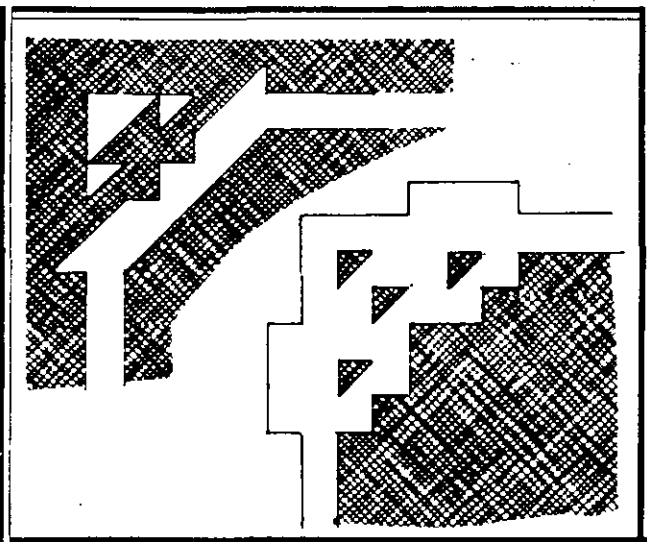
5. Combinación
4 colores



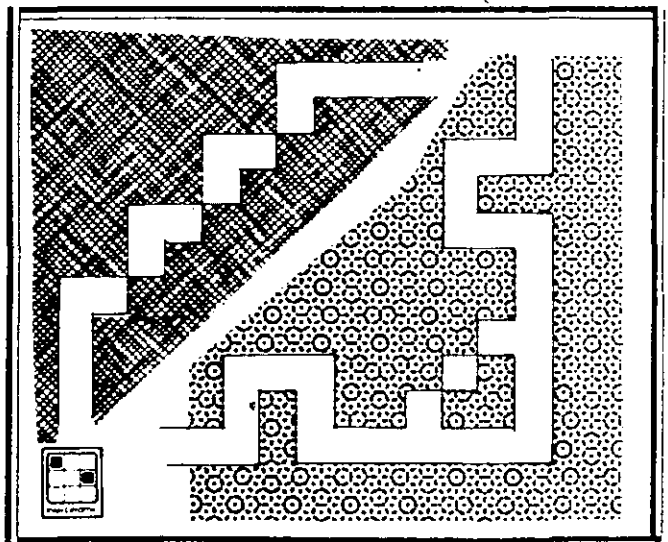
7. Combinación
2 colores

6. Combinación
4 colores

8. Combinación
3 colores



9. Combinación
2 colores

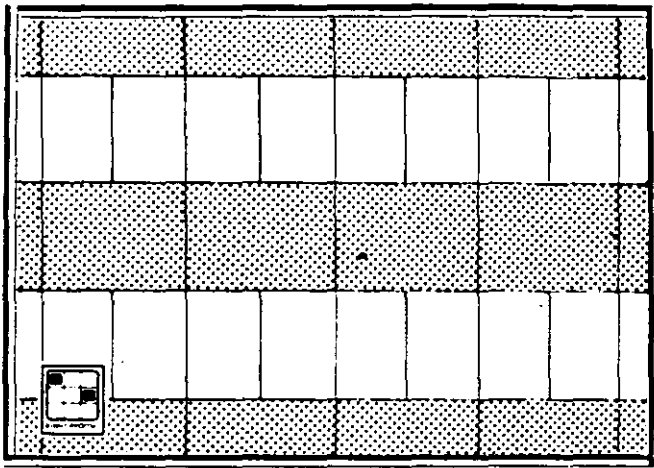


11. Combinación
2 colores

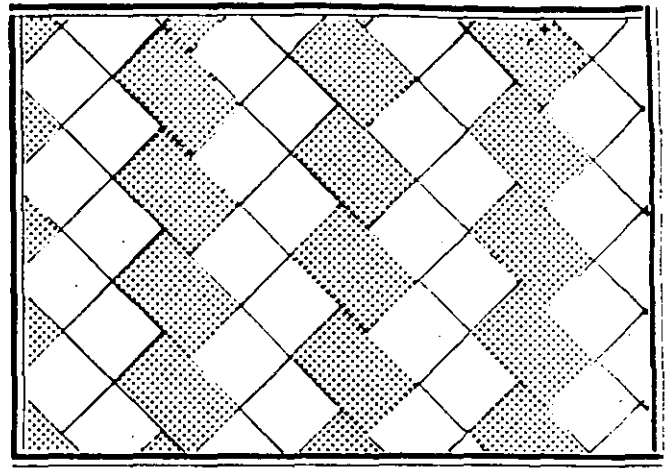
10. Combinación
2 colores

12. Combinación
2 colores

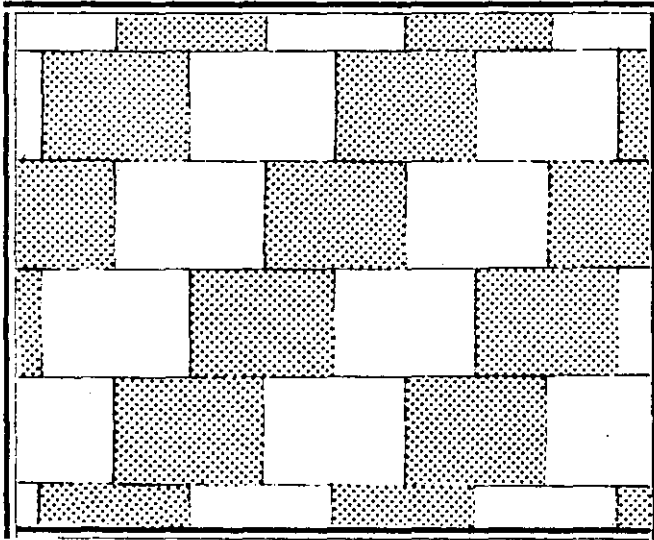
TERMINACIONES EN ESQUINA



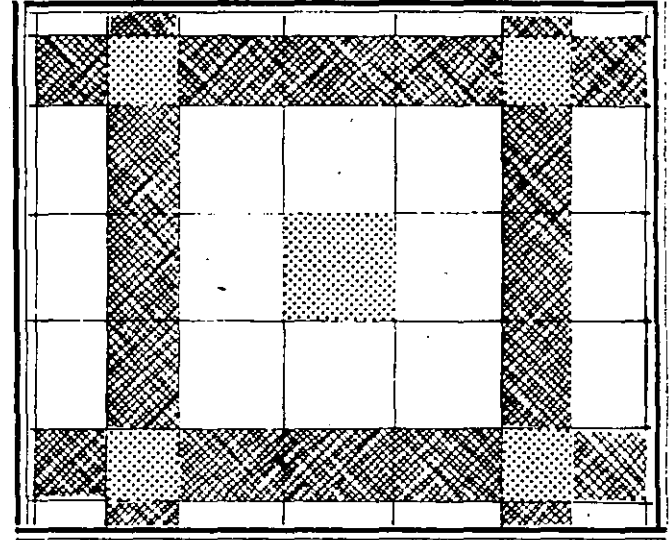
1. Combinación
30x40 con 20x30



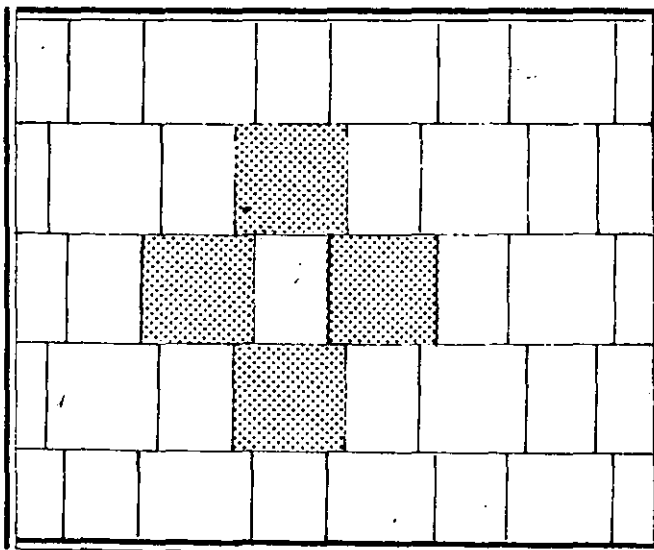
2. Combinación
20x30 con 20x20



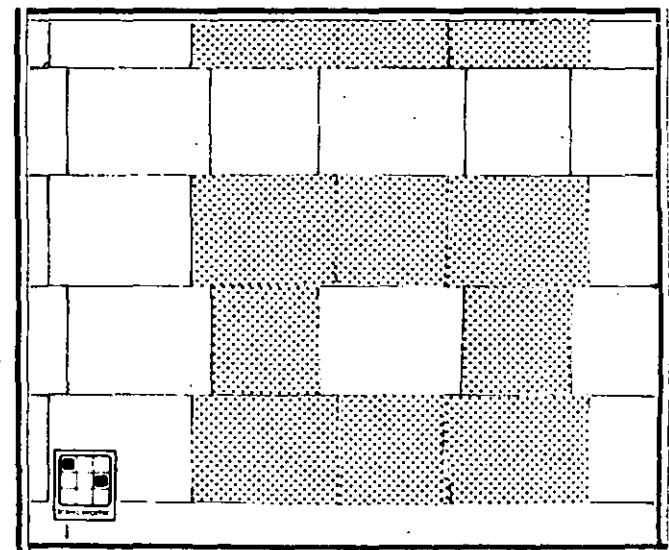
3. Combinación
30x40 ó 20x30 ó 10x20



4. Combinación
30x30 con 20x30 con 20x20

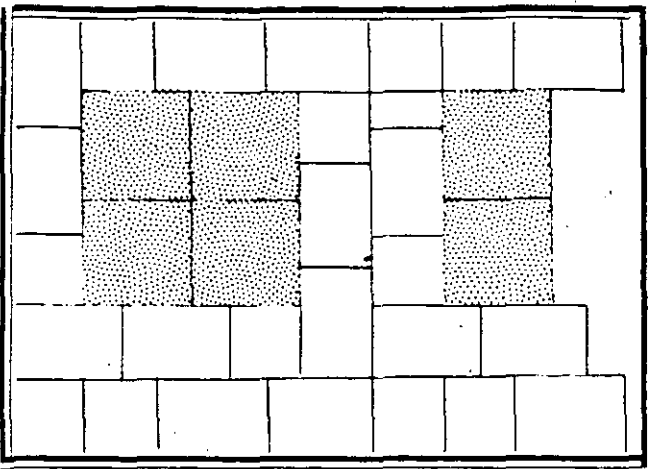


5. Combinación
40x40 con 30x40

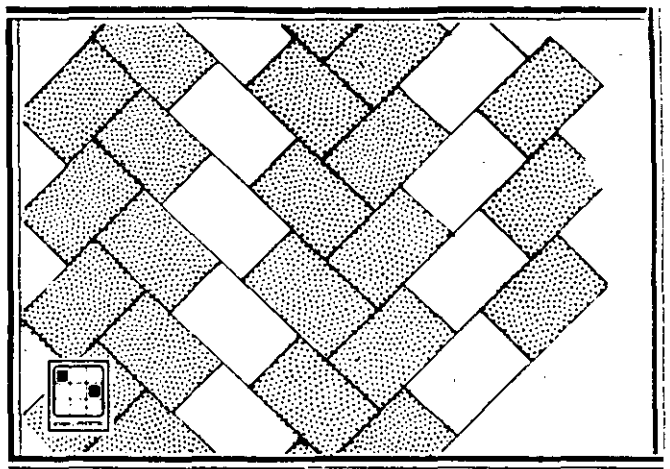


6. Combinación
30x40 con 30x30

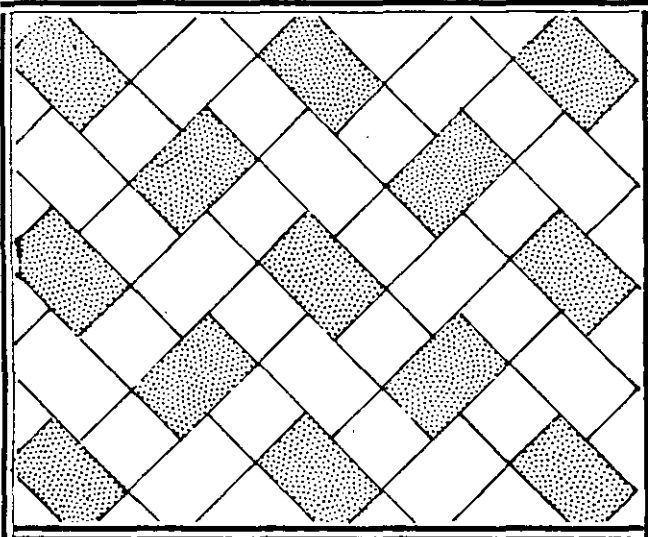
Interceramic



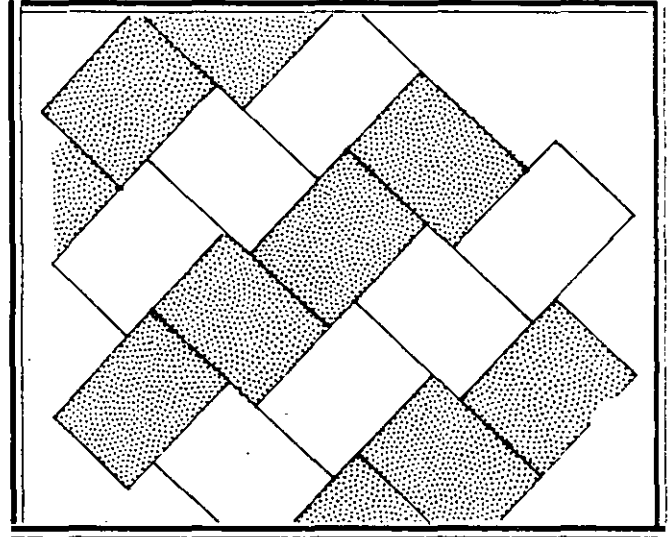
7. Combinación
30x30, 20x30, 20x20



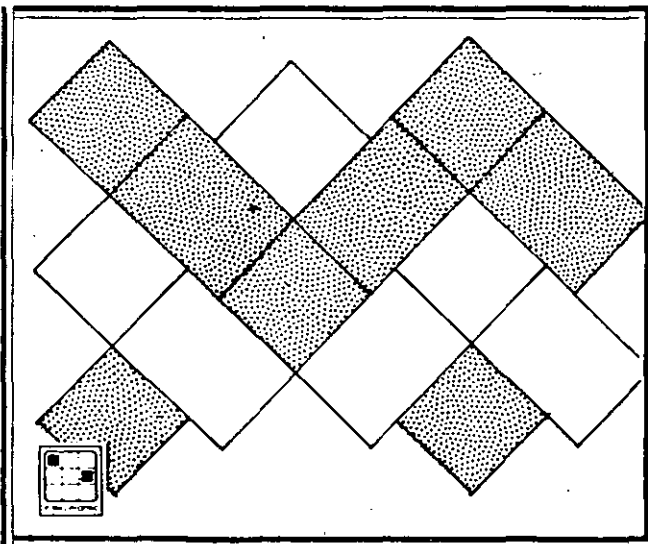
6. Combinación
10x20 ó 20x30



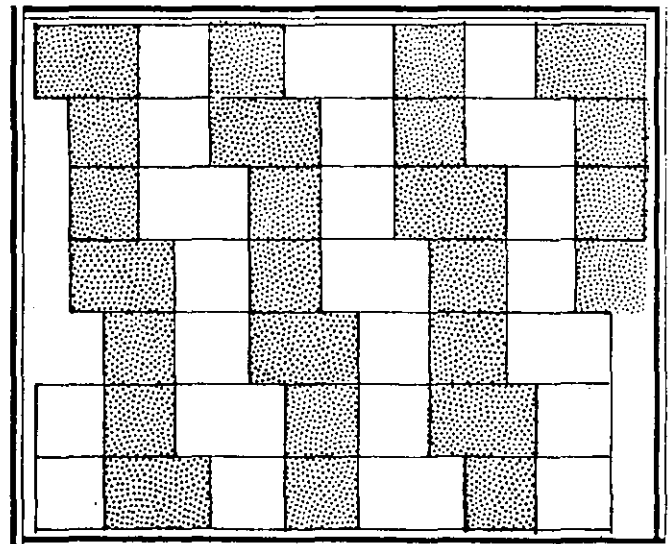
9. Combinación
20x20 con 20x30



10. Combinación
20x30 ó 10x20

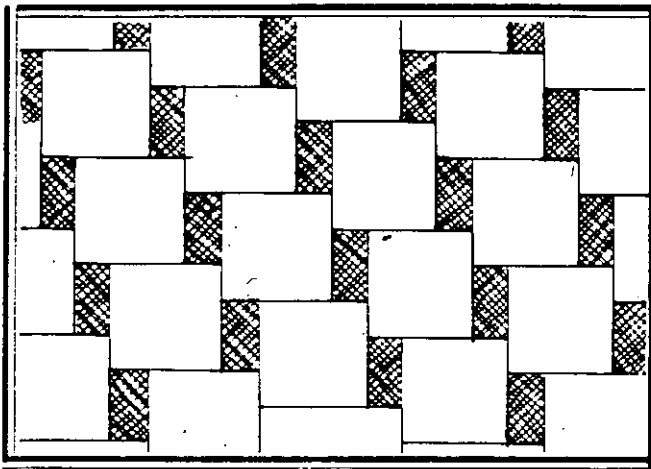


11. Combinación
30x30 con 30x40

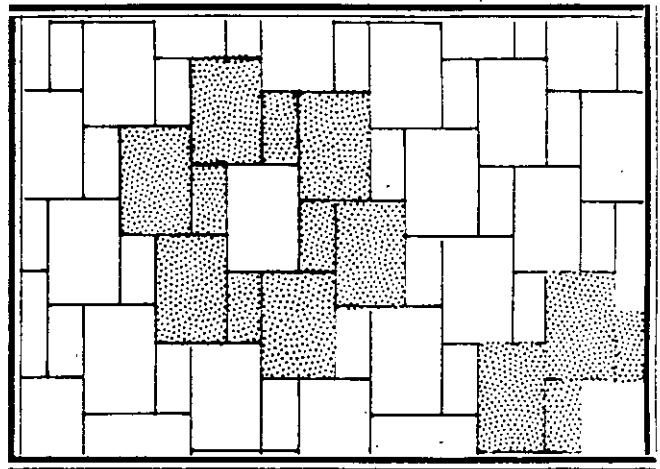


12. Combinación
20x20 con 20x30

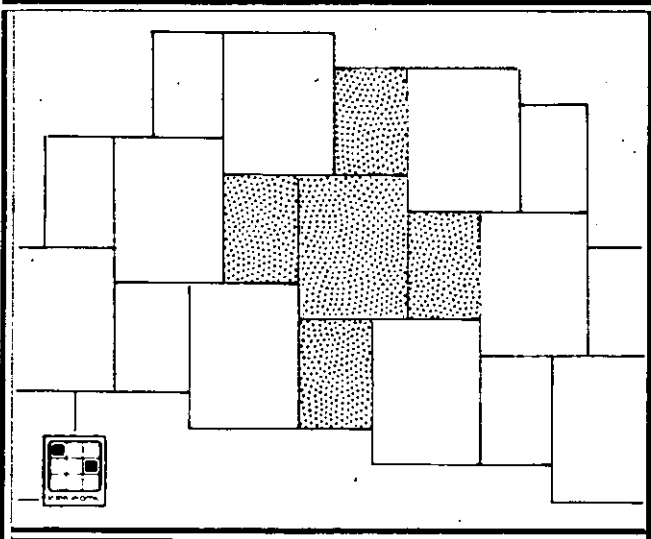
Interceramic



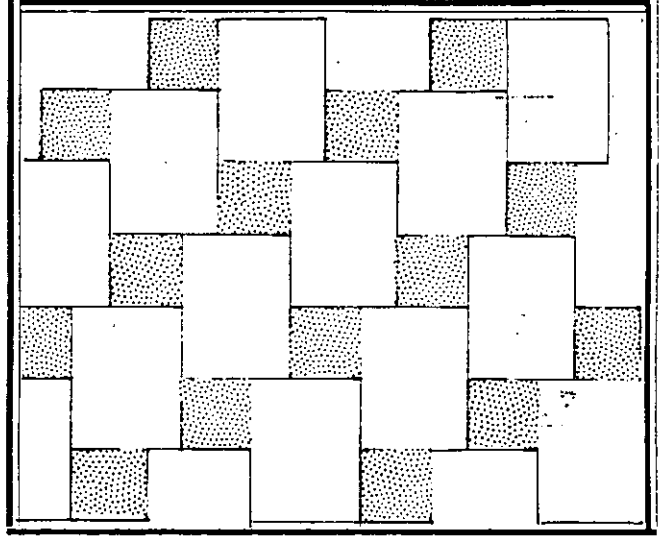
13. Combinación
30x30 con 10x20/40x40 con 10x20



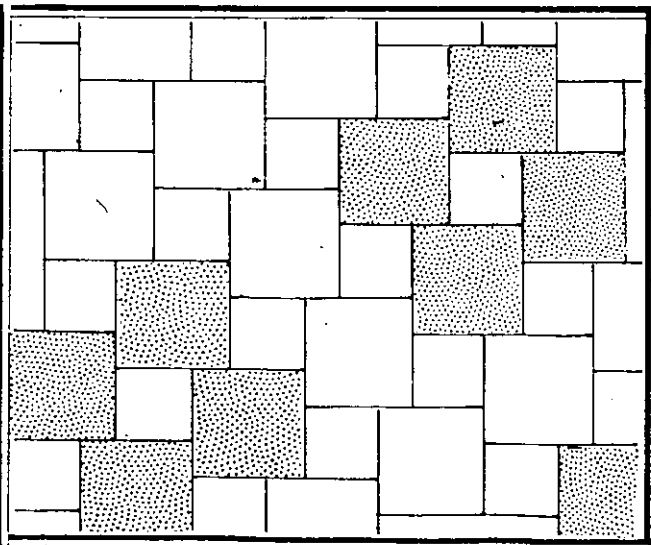
14. Combinación
20x30 con 10x20



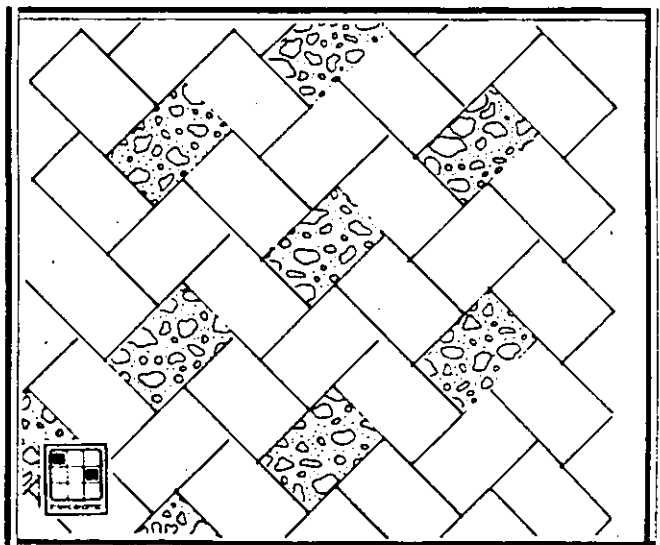
15. Combinación
30x40 con 20x30



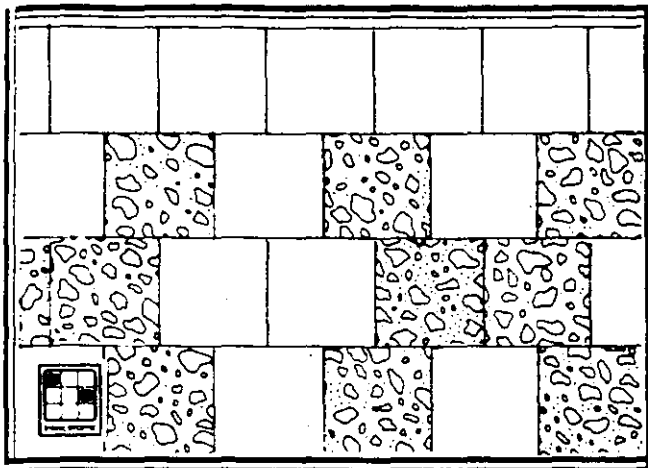
16. Combinación
30x40 con 20x20



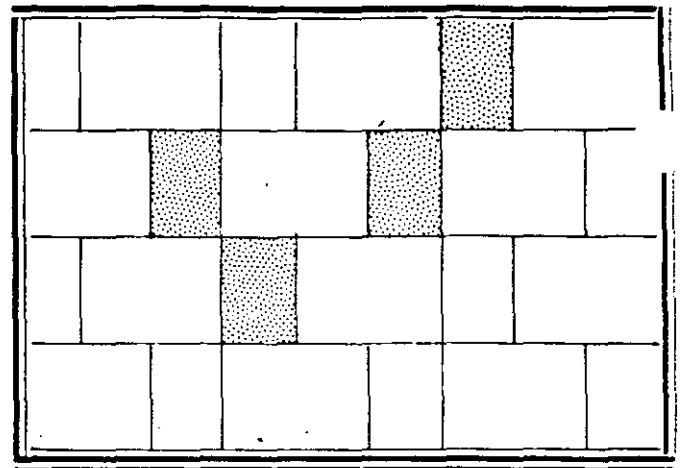
17. Combinación
40x40 con 20x20/30x30 con 20x20



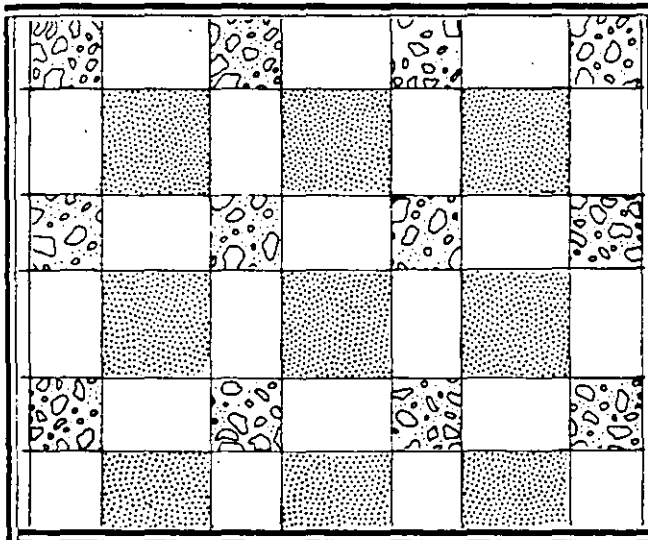
18. Combinación
10x20 ó 20x30



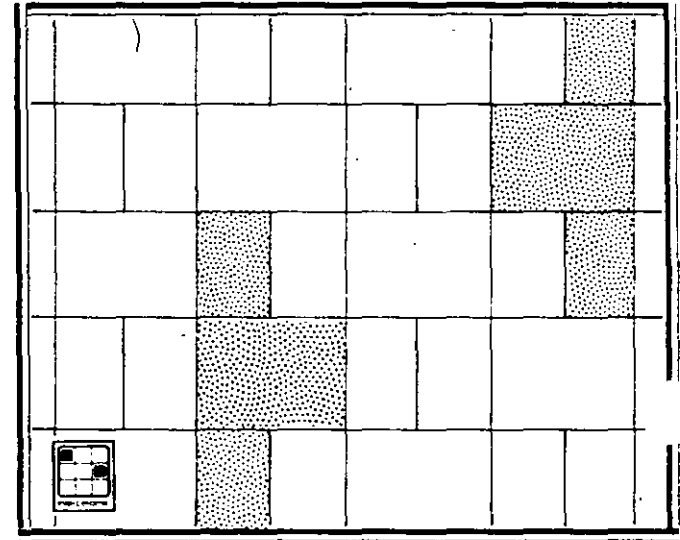
19. Combinación
40x40 ó 30x30 ó 20x20



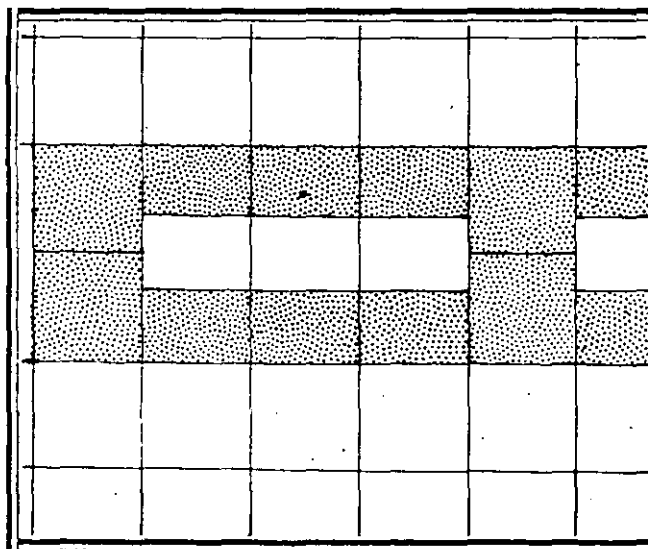
20. Combinación
30x40 con 20x30/20x30 con 10x20



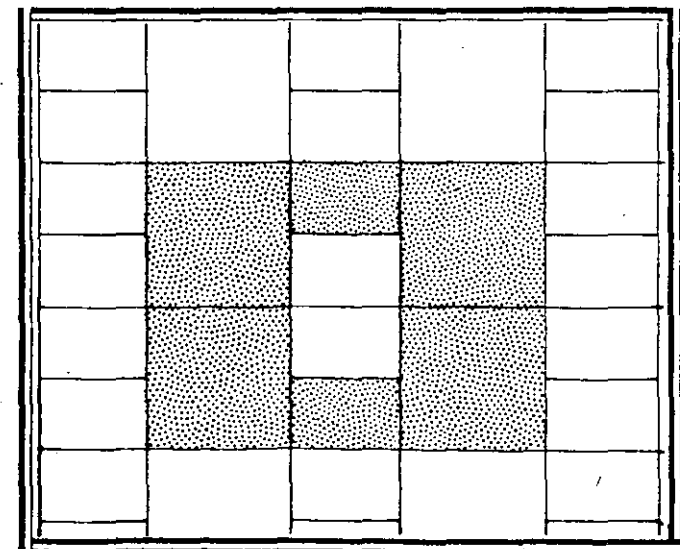
21. Combinación
30x30 con 20x30 con 20x20



22. Combinación
30x40 con 20x30

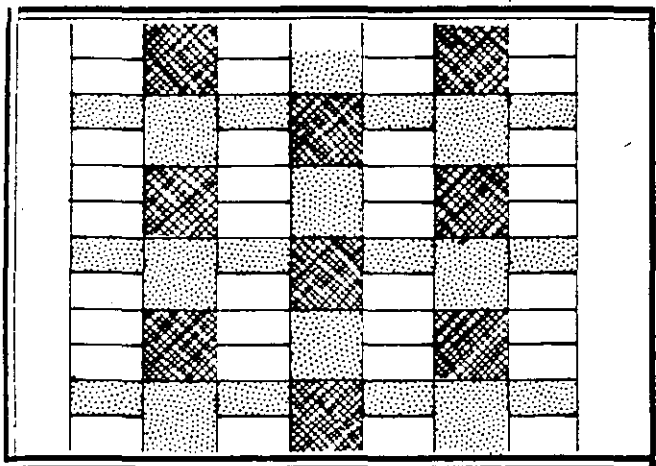


23. Combinación
30x30 con 20x30

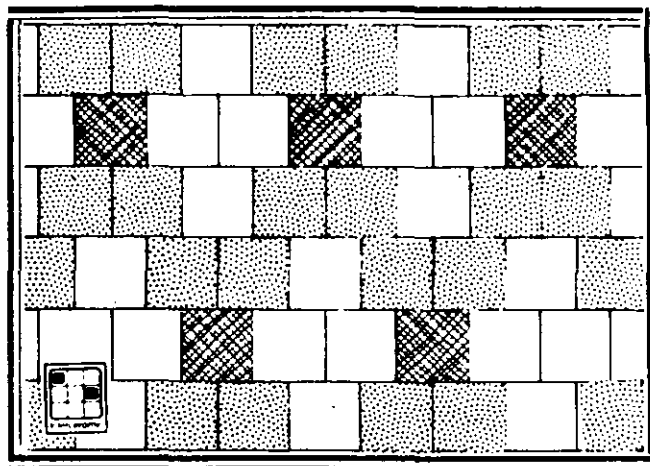


24. Combinación
40x40 con 20x30

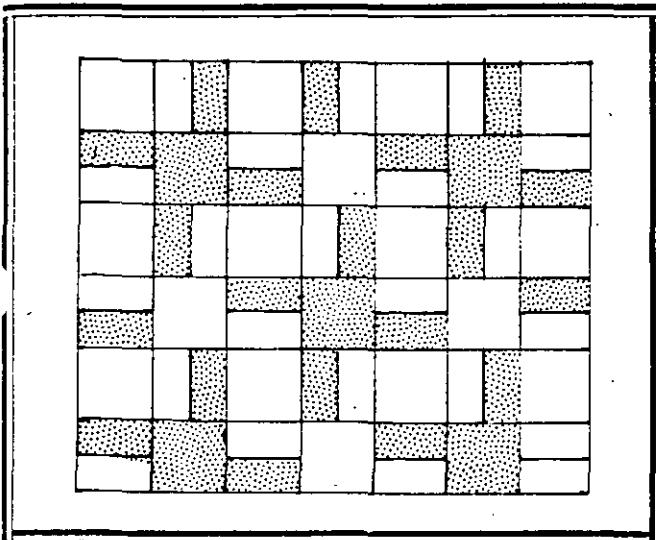
Interceramic



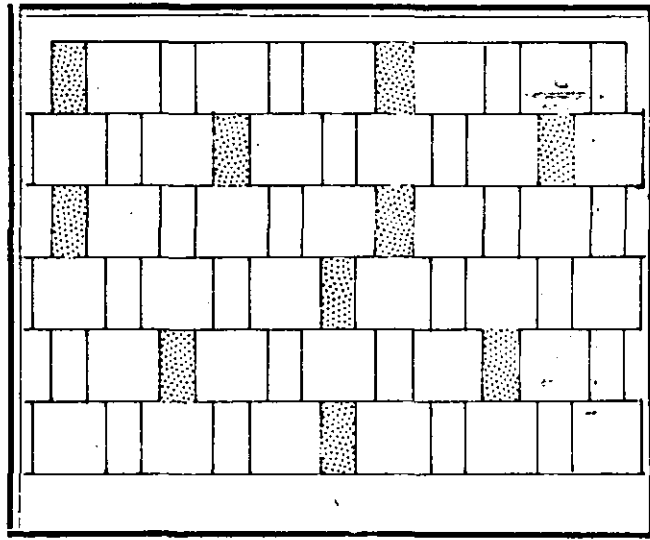
25. Combinación
20x20 con 10x20



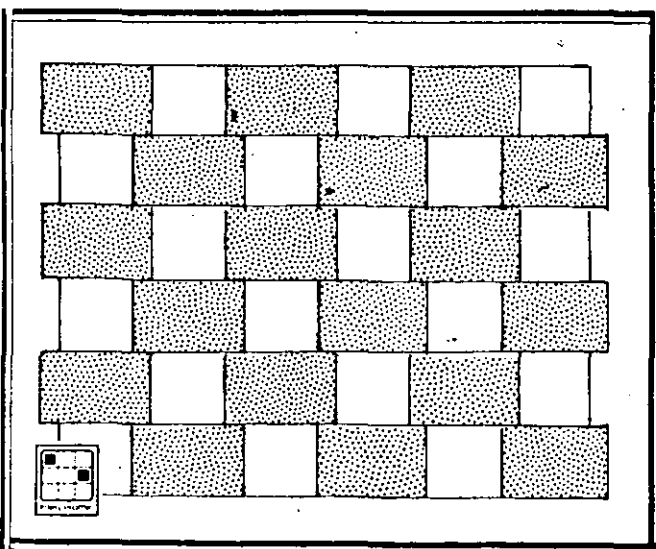
26. Combinación
20x20



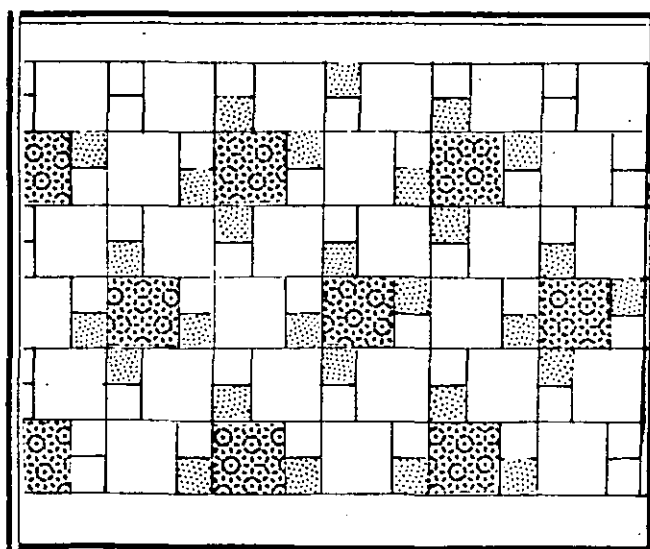
27. Combinación
20x20 con 10x20



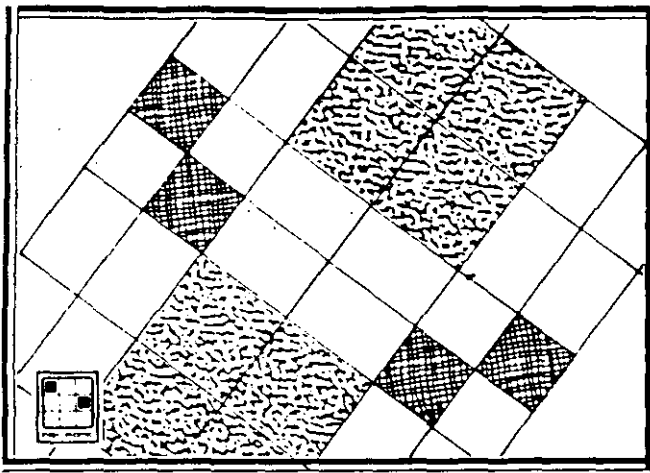
28. Combinación
20x20 con 10x20



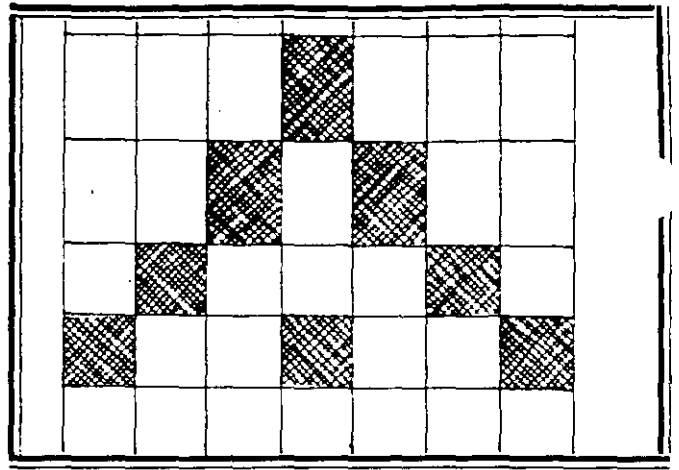
29. Combinación
20x30 con 20x20



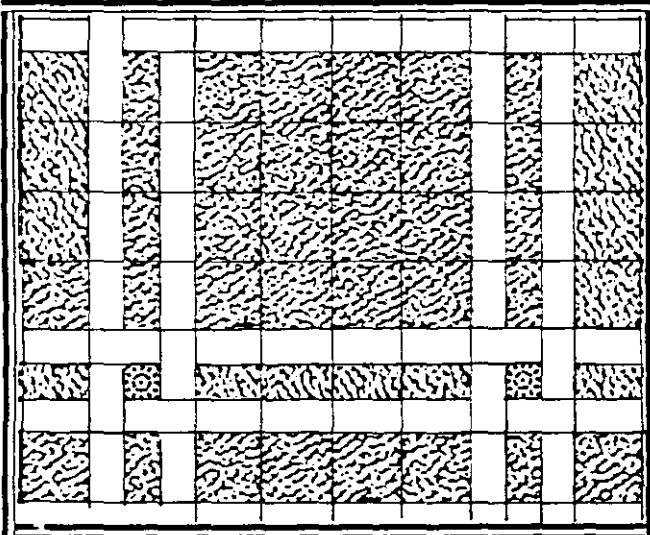
30. Combinación
20x20 con 10x10 (corte)



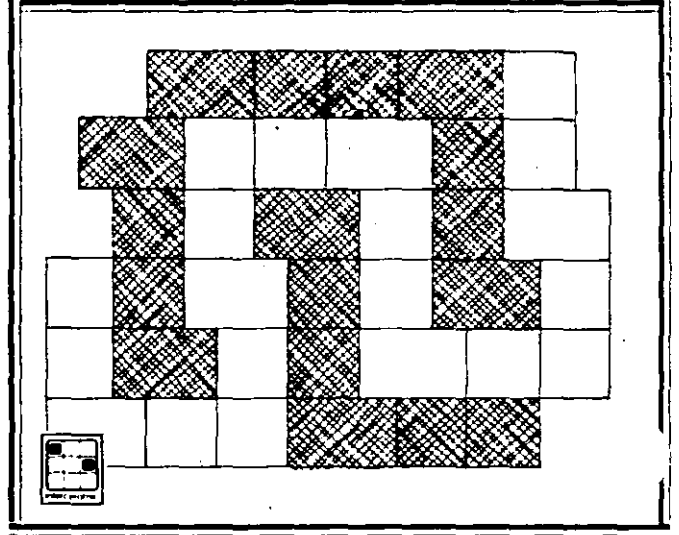
31. Combinación
30x30 con 20x30 con 20x20



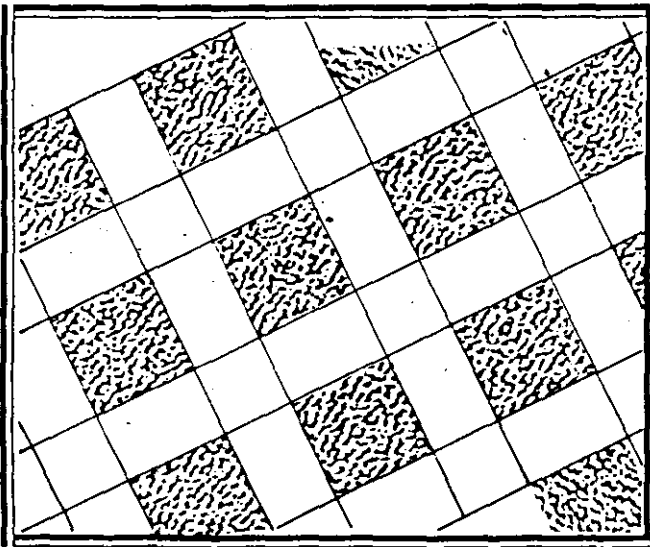
32. Combinación
20x30 con 20x20



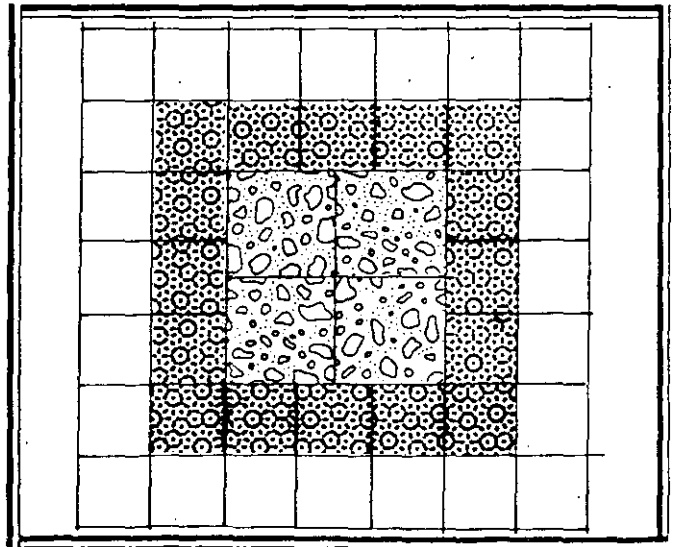
33. Combinación
20x20 con 10x20



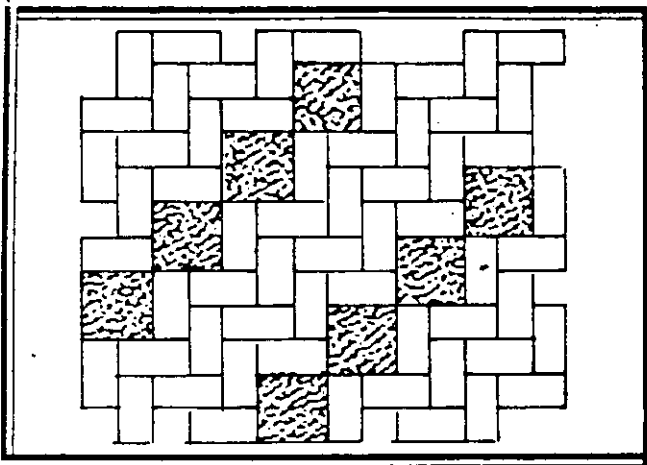
34. Combinación
20x30 con 20x20



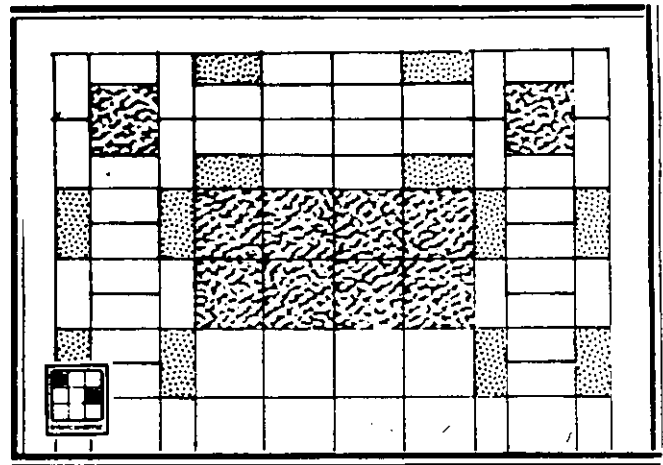
35. Combinación
30x30 con 20x30 con 20x20



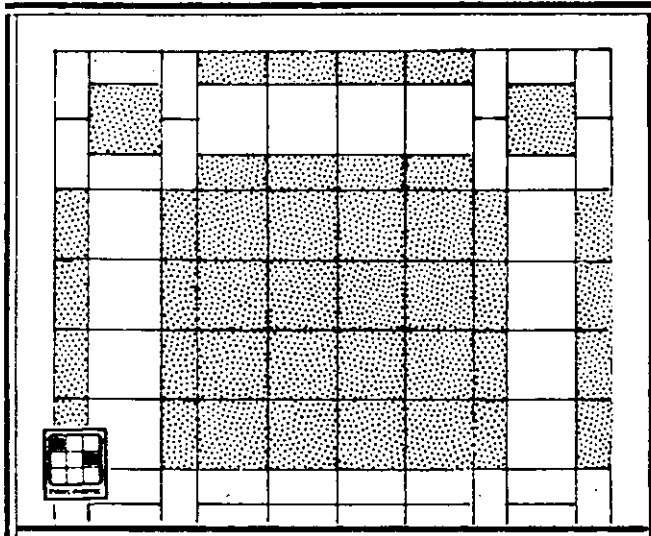
36. Combinación
30x30 con 20x20



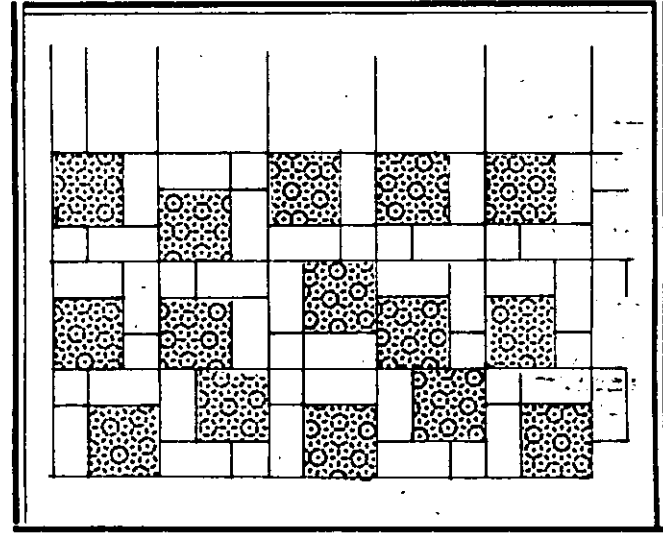
37. Combinación
20x20 con 10x20



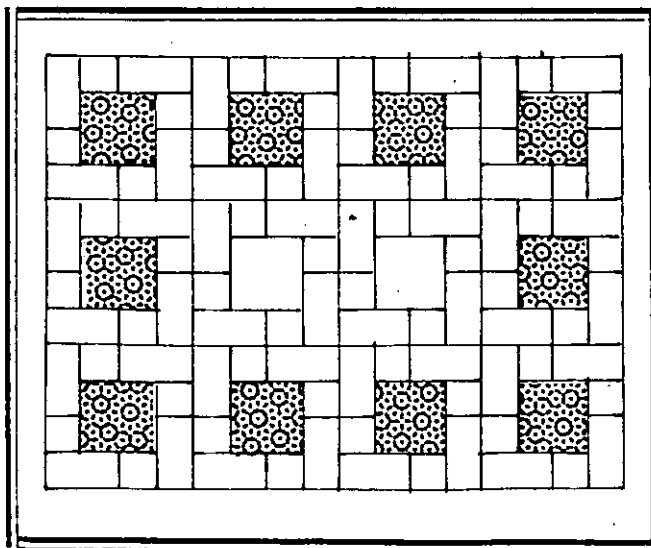
38. Combinación
20x20 con 10x20



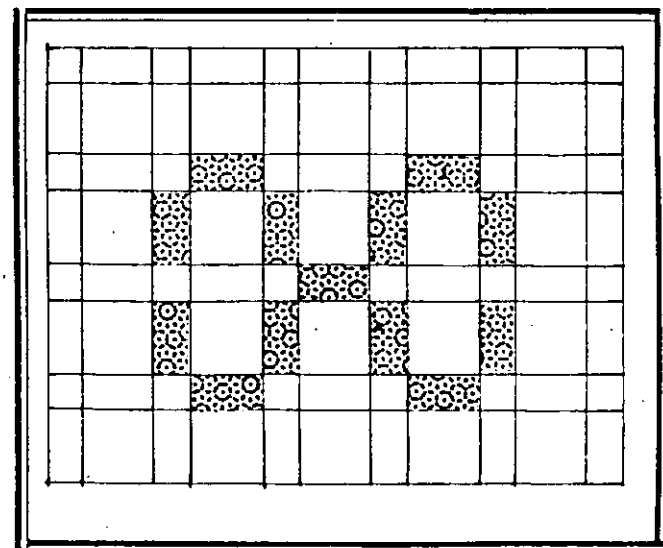
39. Combinación
20x20 con 10x20



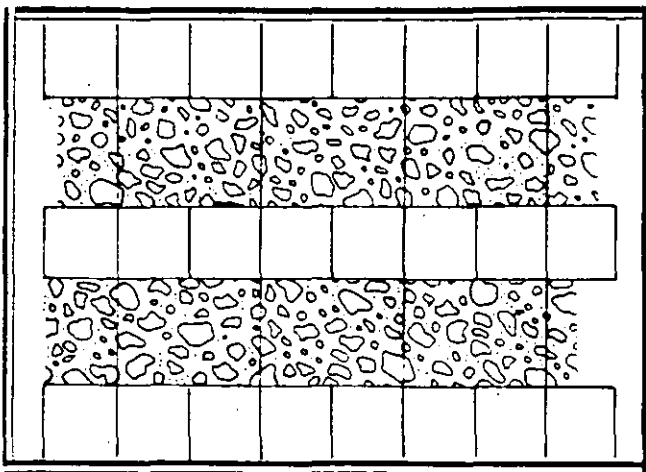
40. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10 (corte)



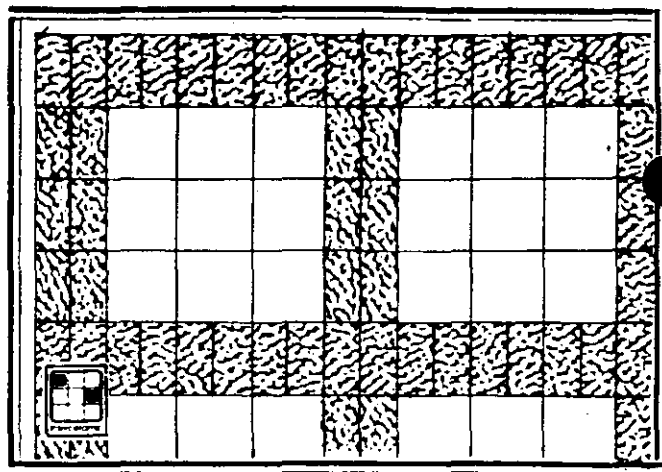
41. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10 (corte)



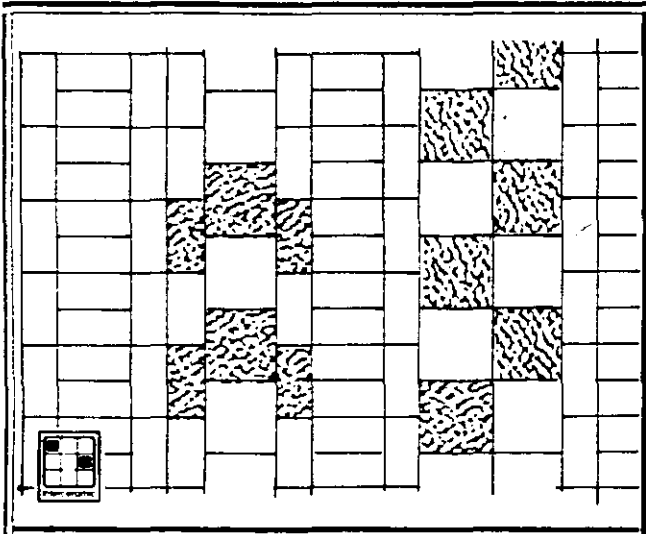
42. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10 (corte)



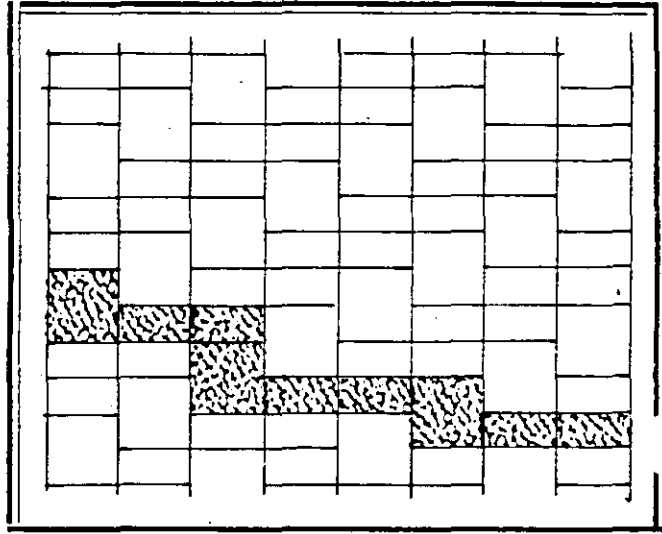
43. Combinación
30x40 con 20x20



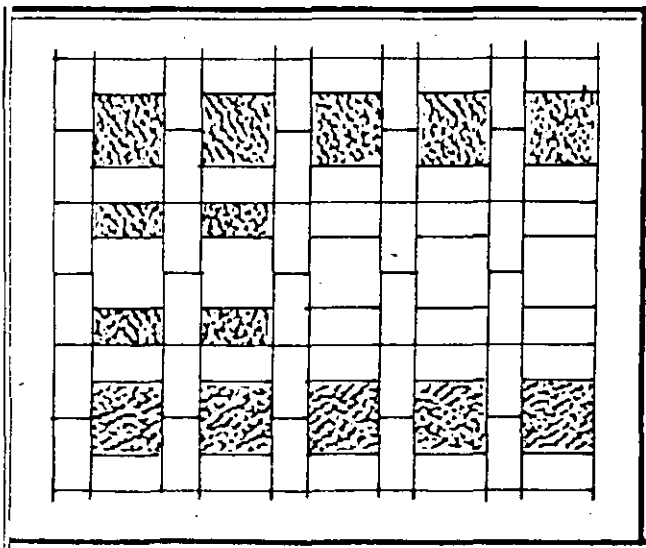
44. Combinación
20x20 con 10x20



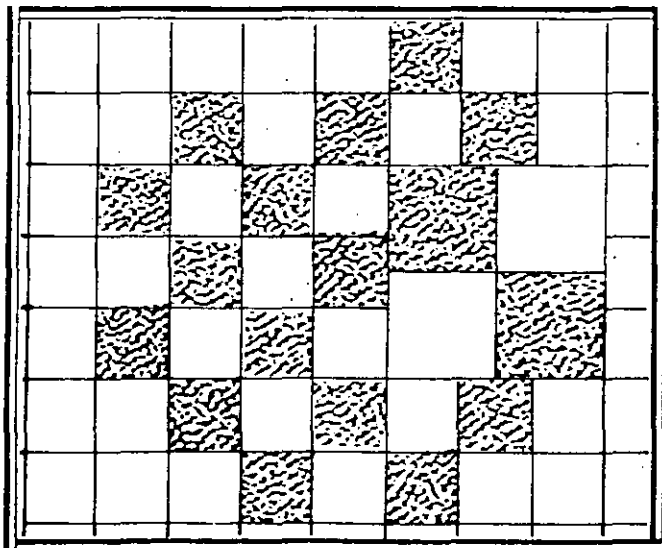
45. Combinación
20x20 con 10x20



46. Combinación
20x20 con 10x20

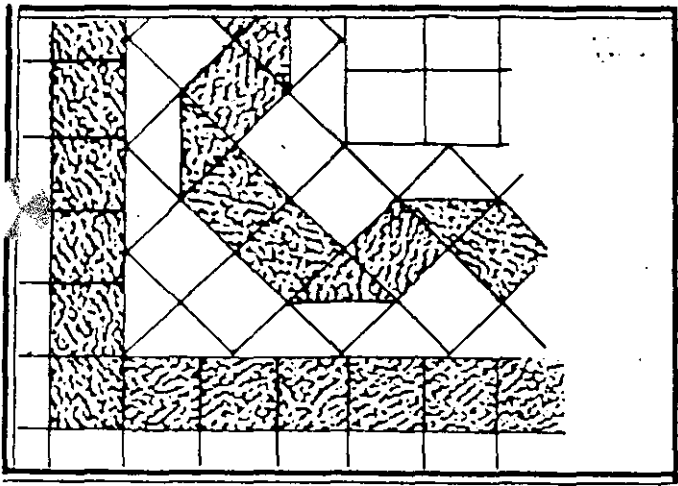


47. Combinación
20x20 con 10x20

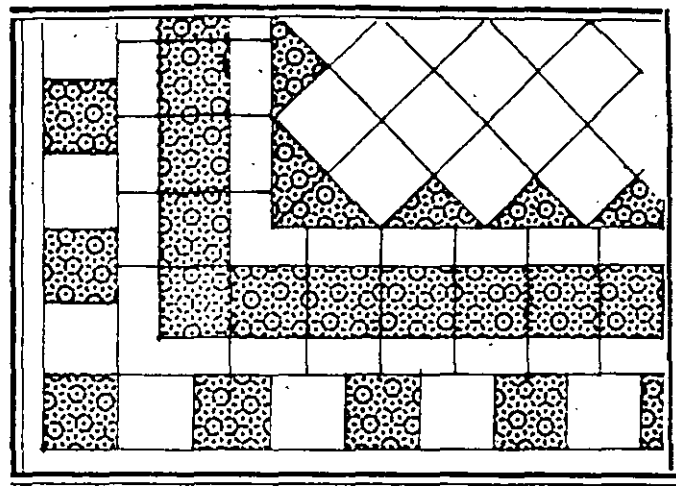


48. Combinación
30x30 con 20x20

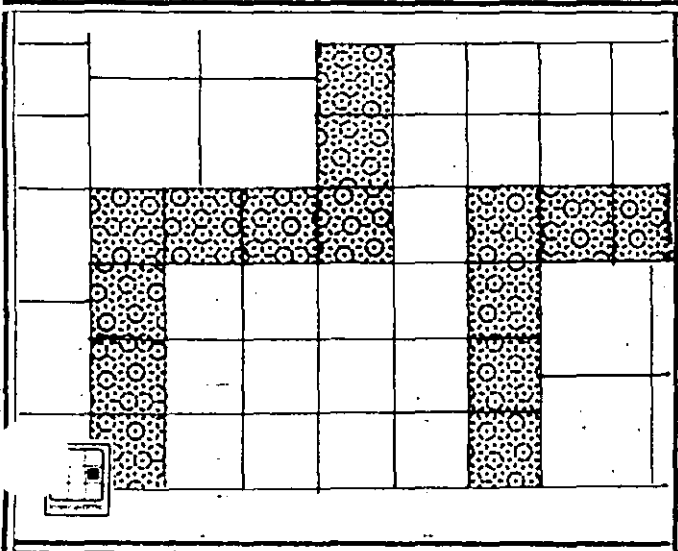
Interceramic



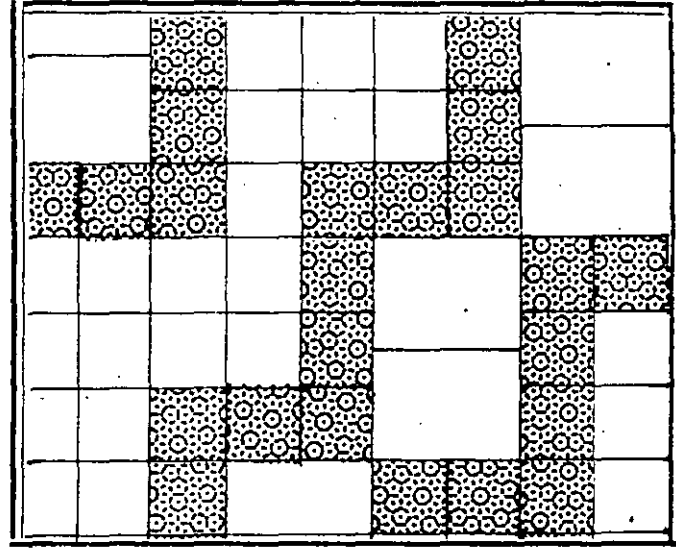
49 Combinación
20x20 con corte diagonal 20x20



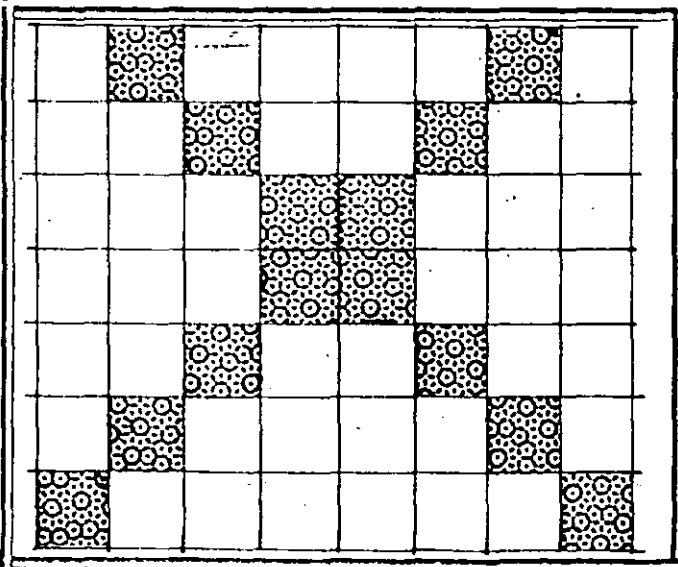
50 Combinación
20x20 con 10x20 con corte diagonal 20x20



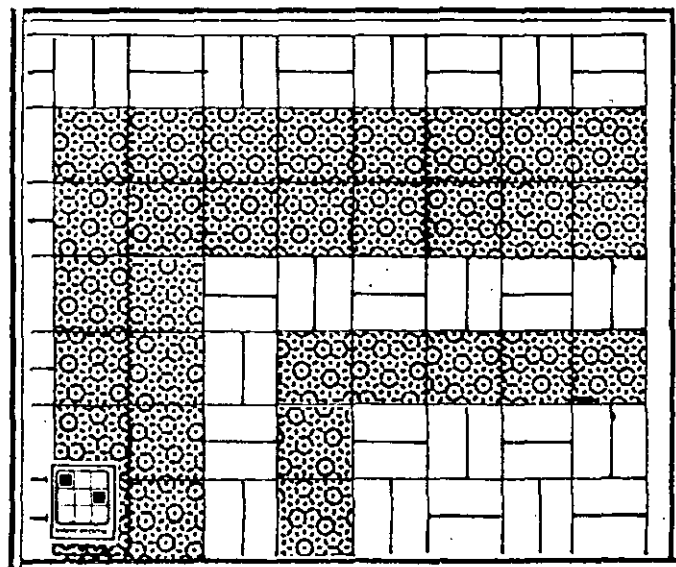
51. Combinación
20x20 con 30x30



52. Combinación
20x20 con 30x40

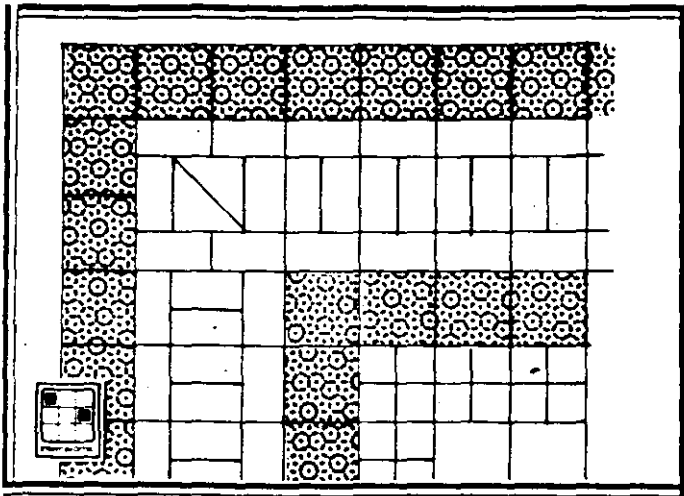


53. Combinación
20x20 con 40x40

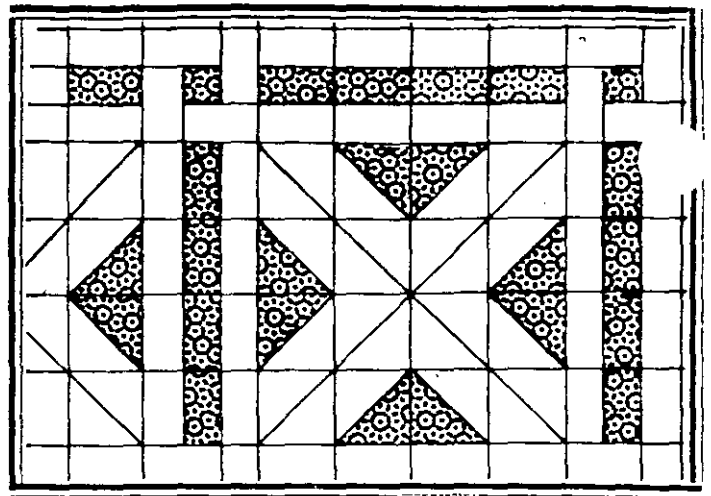


54. Combinación
20x20 con 10x20

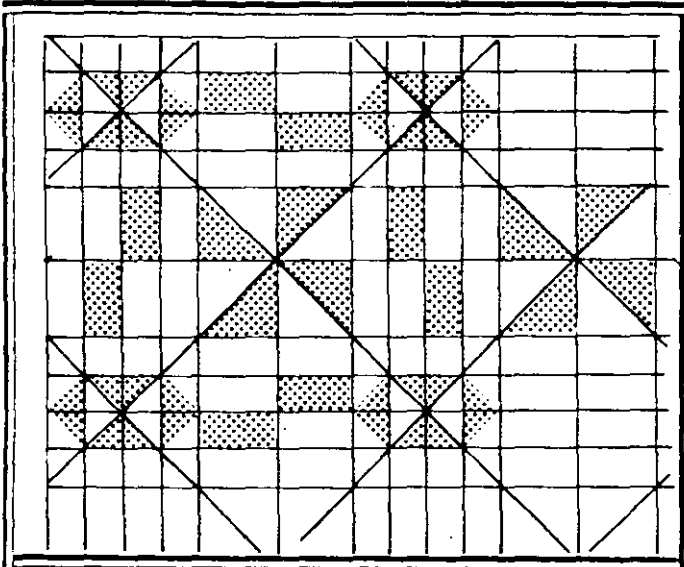
Interceramic



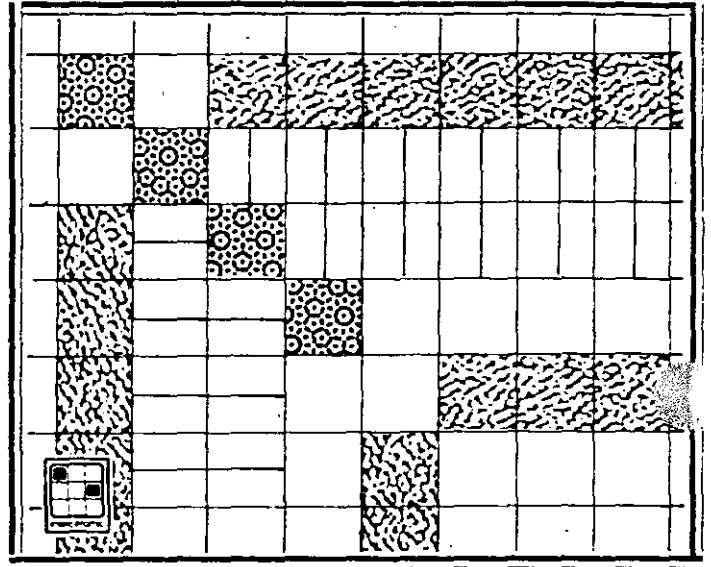
55. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10 (corte)



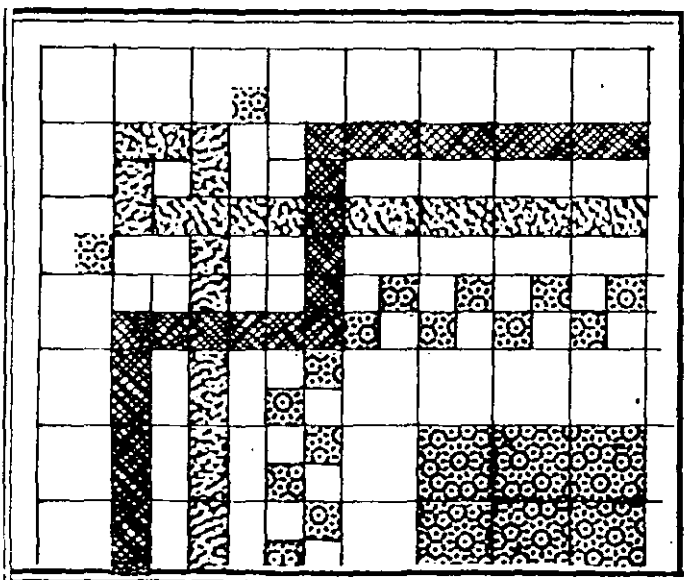
56. Combinación
20x20 con 10x20 con corte diagonal en 20x20



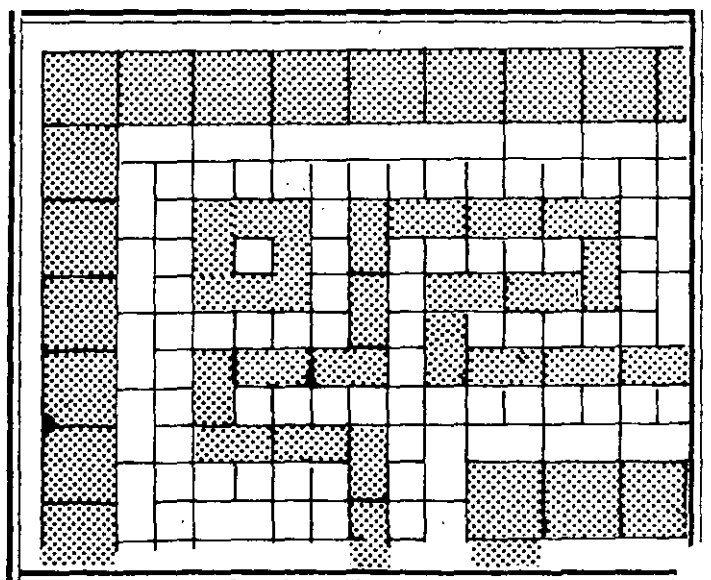
57. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10 y corte diagonal en 10x10 y 20x20



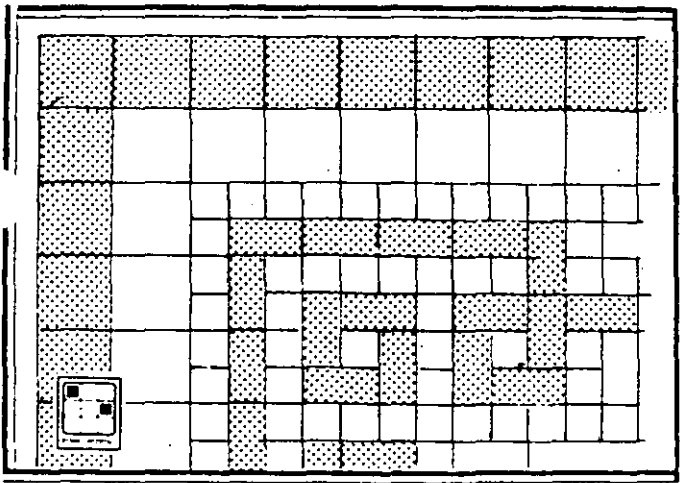
58. Combinación
20x20 con 10x20



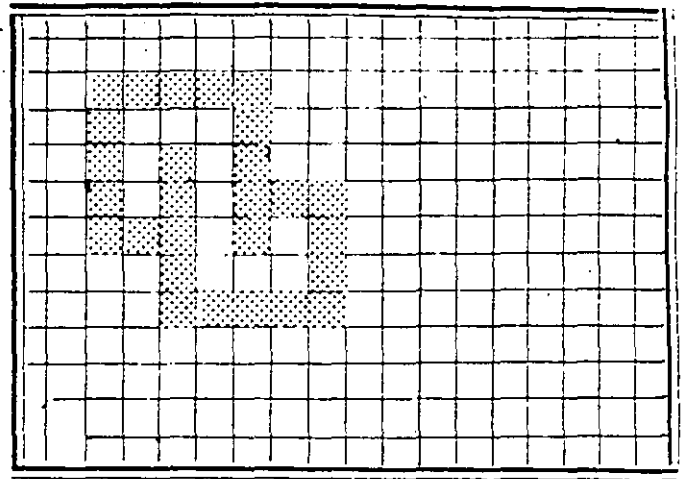
59. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10 corte



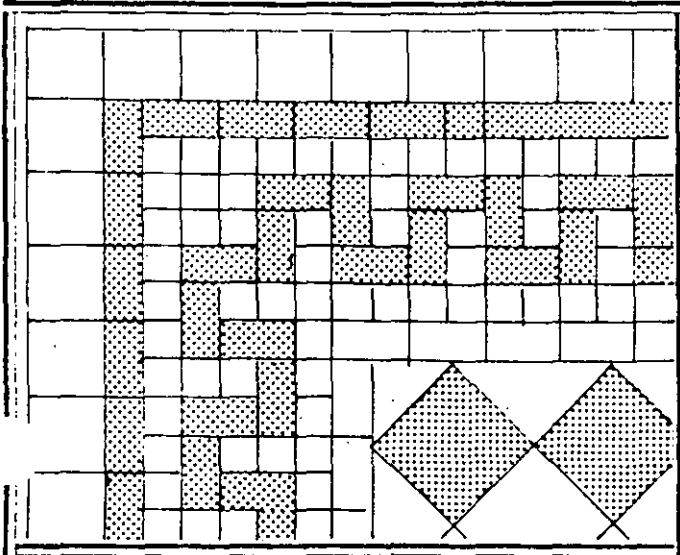
60. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10 corte



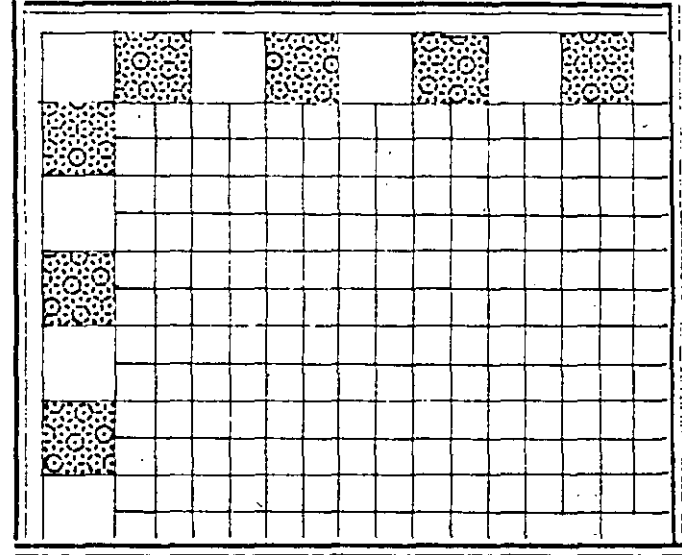
61. Combinación
20x20 con 10x20 con 10x10



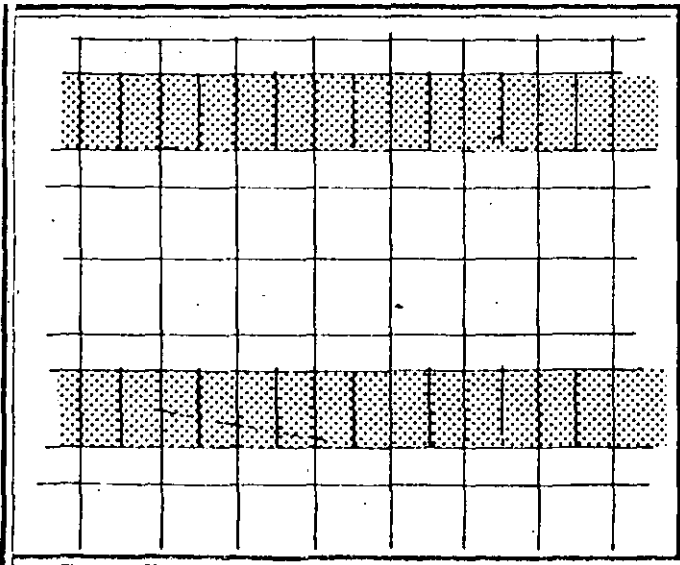
62. Combinación
con 10x10 corte



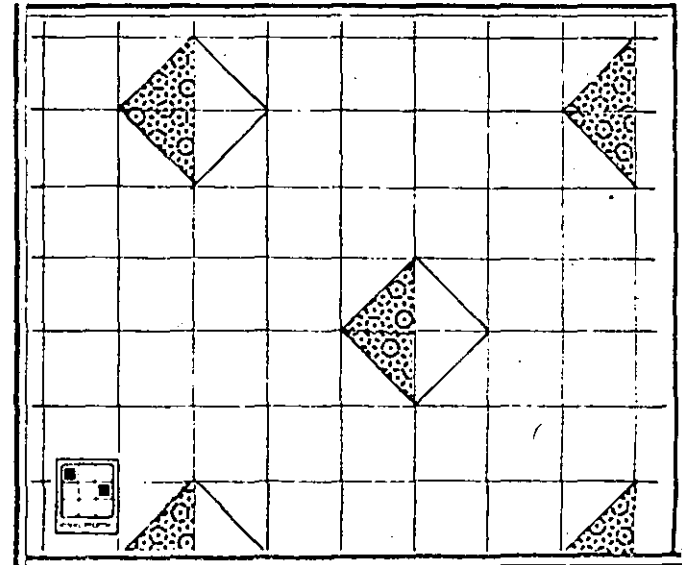
63. Combinación
30x30 con 20x20 con 10x20 y 10x10



64. Combinación
20x20 con 10x10 corte

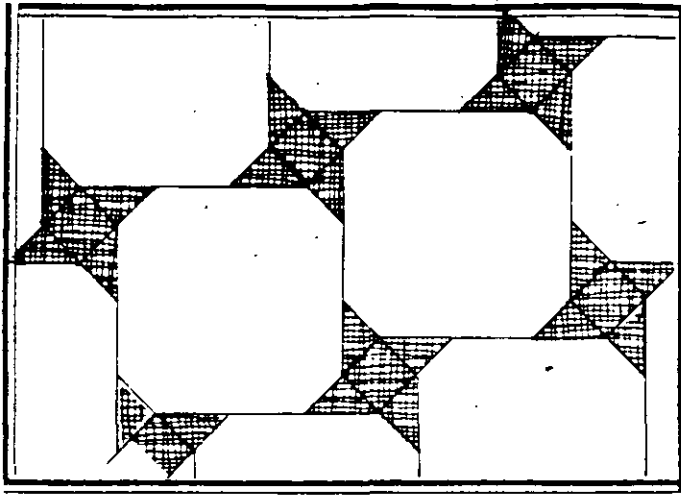


65. Combinación
20x20 con 10x20

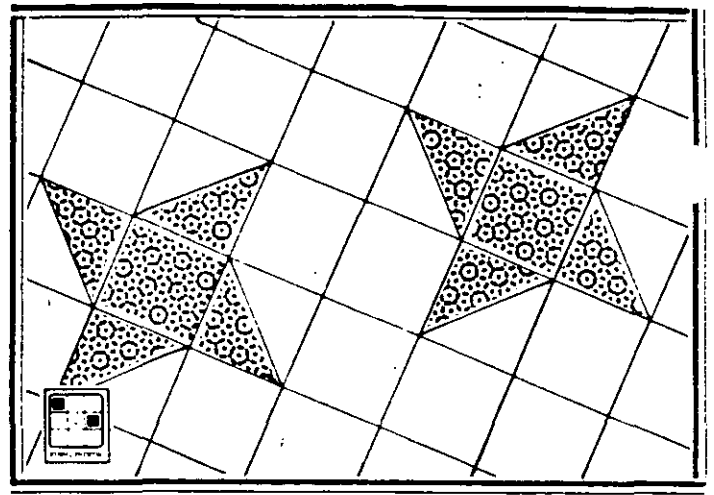


66. Combinación
20x20 con corte diagonal en 20x20

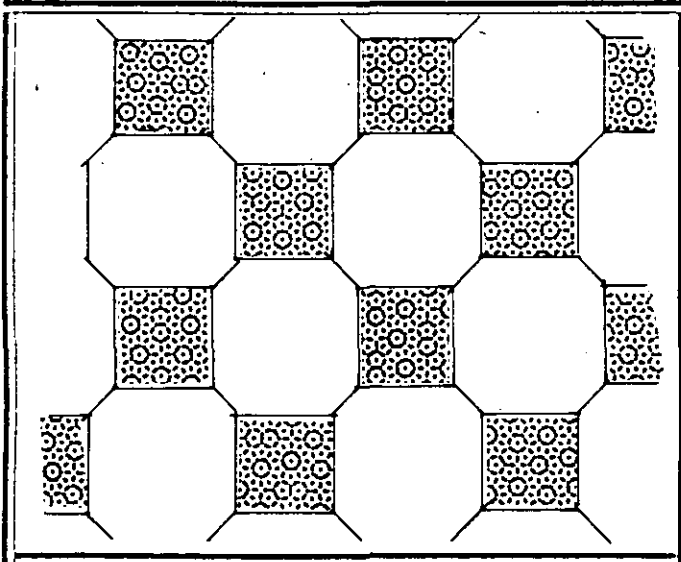
Interceramic



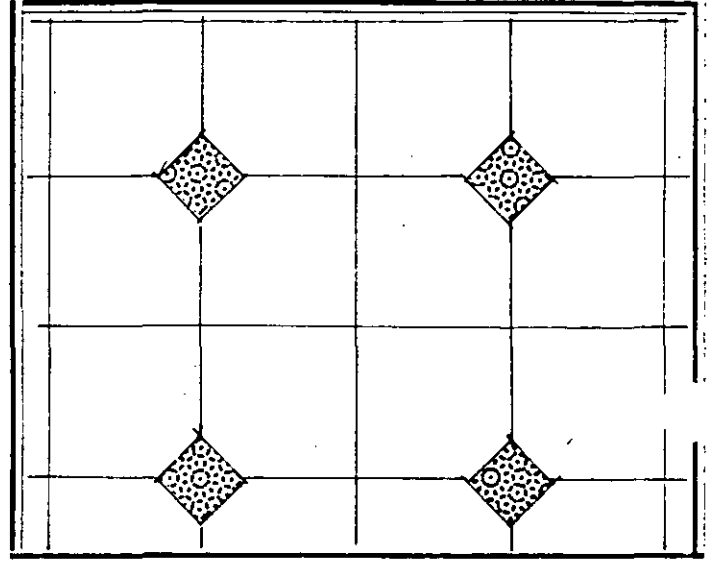
67. Combinación octagonal con taco y corte diagonal en taco



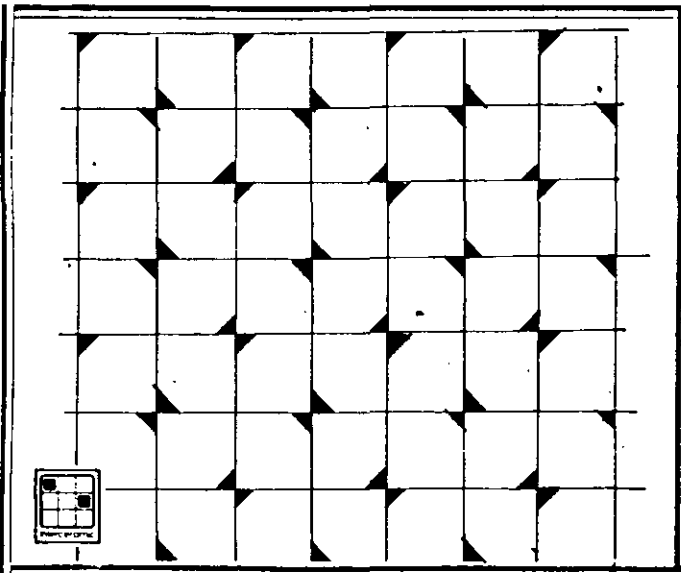
68. Combinación 20x20 con corte diagonal en 20x20



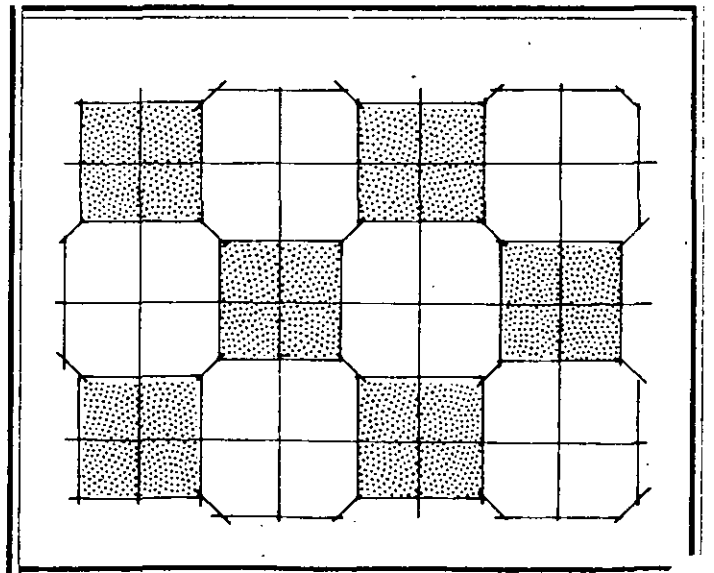
69. Combinación octagonal con 20x20



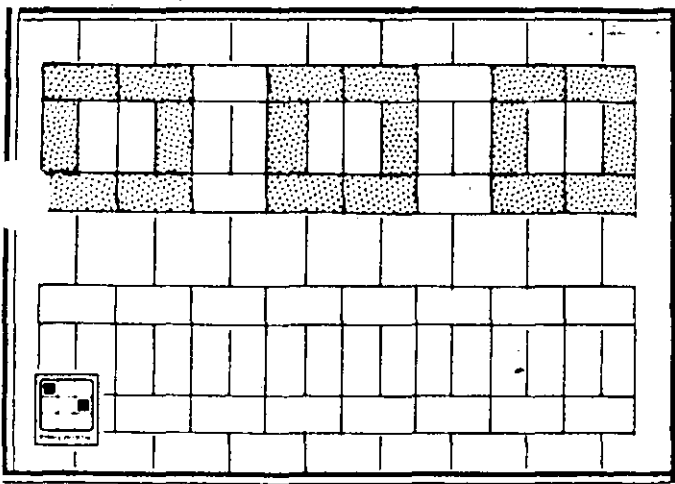
70. Combinación Penta con taco



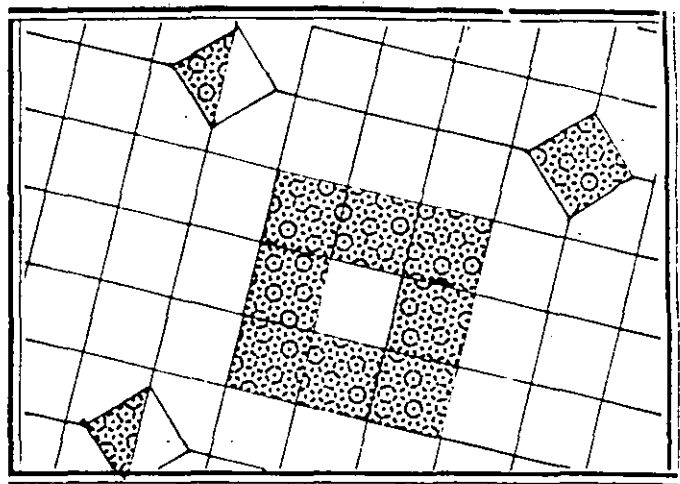
71. Combinación Penta con corte diagonal en taco



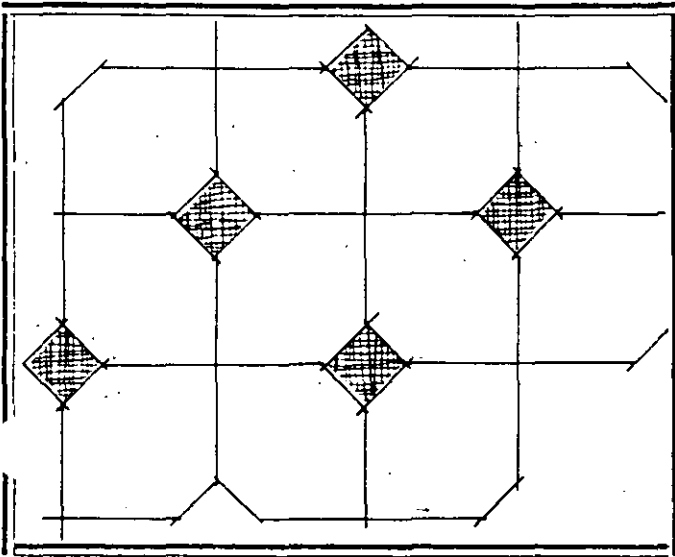
72. Combinación Penta con 20x20



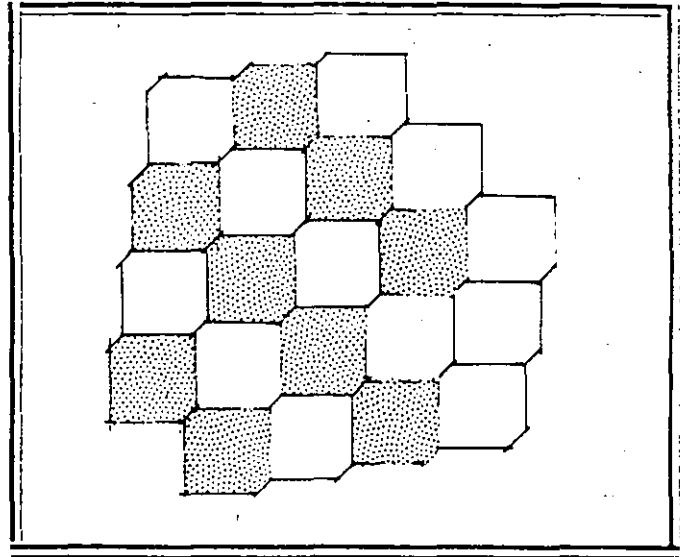
73. Combinación
20x20 con 10x20



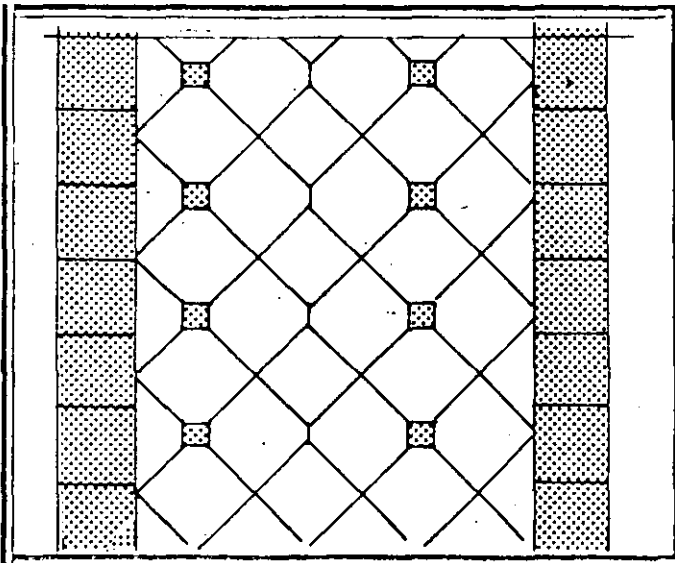
74. Combinación
20x20 con corte diagonal en 20x20



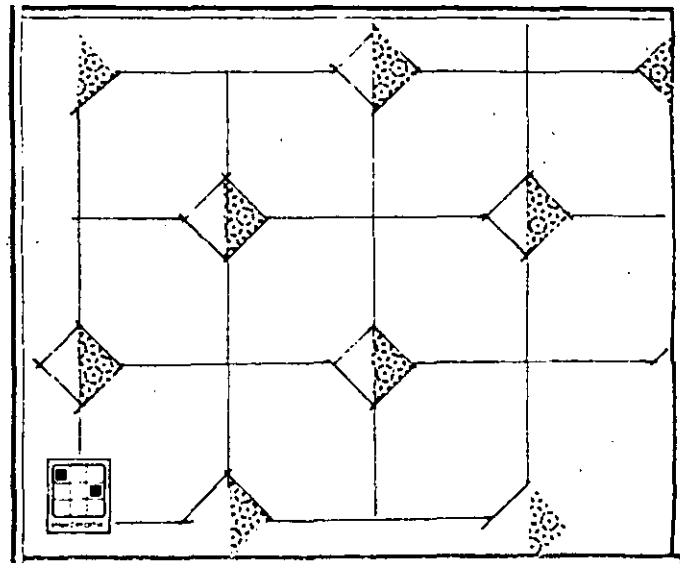
75. Combinación
Hexa con taco



76. Combinación
Hexa sin taco

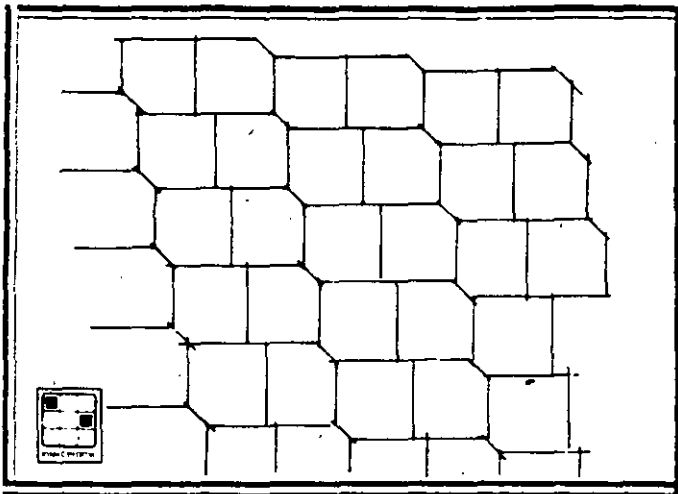


77. Combinación
20x20 con Hexa

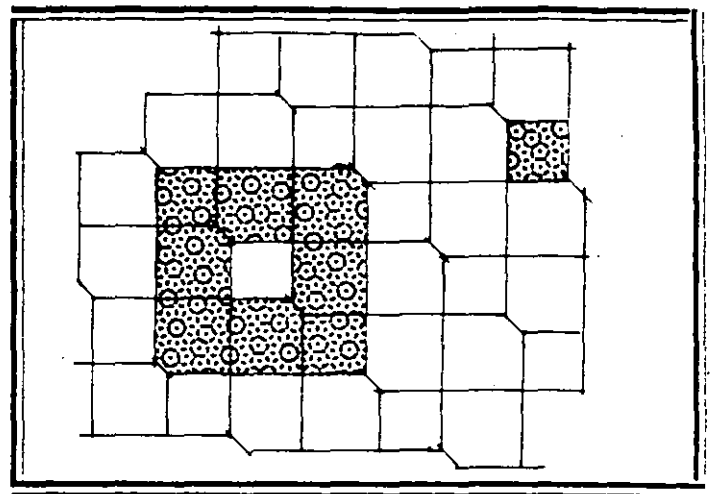


78. Combinación
Hexa con taco y corte diagonal en taco

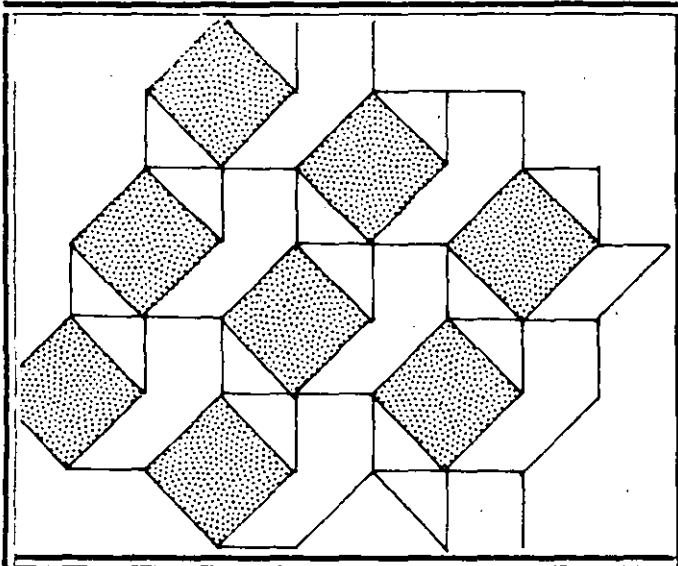
Interceramic



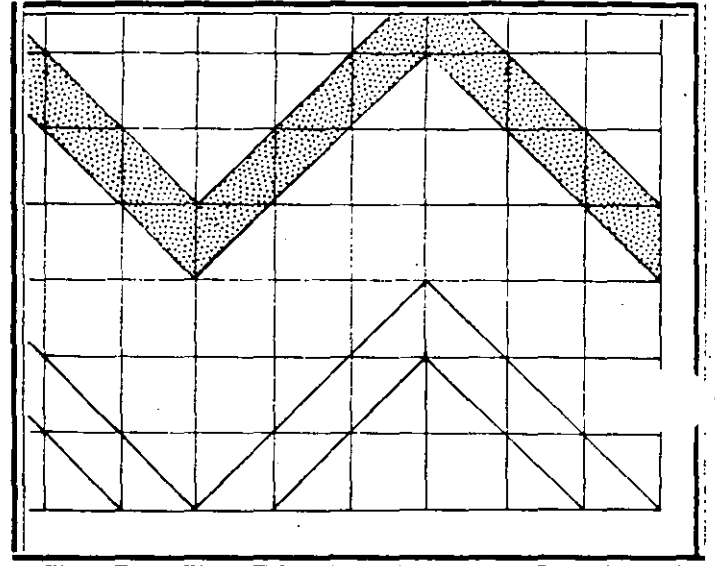
79. Combinación
Penta sin taco



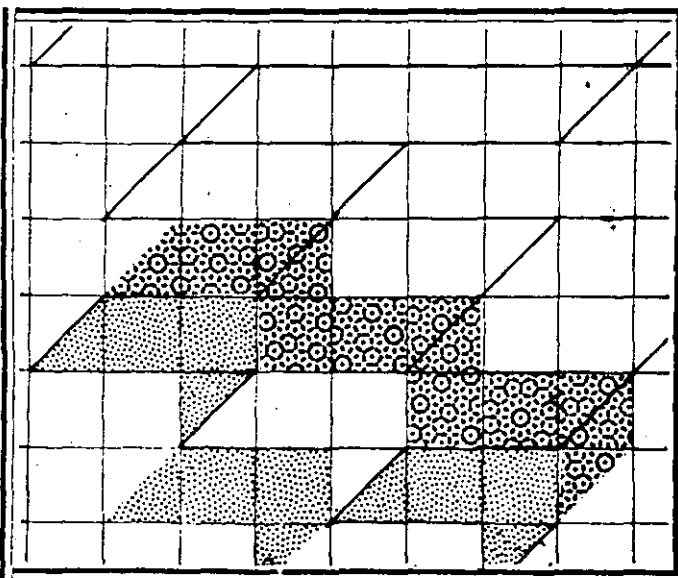
80. Combinación
Penta sin taco encontrados



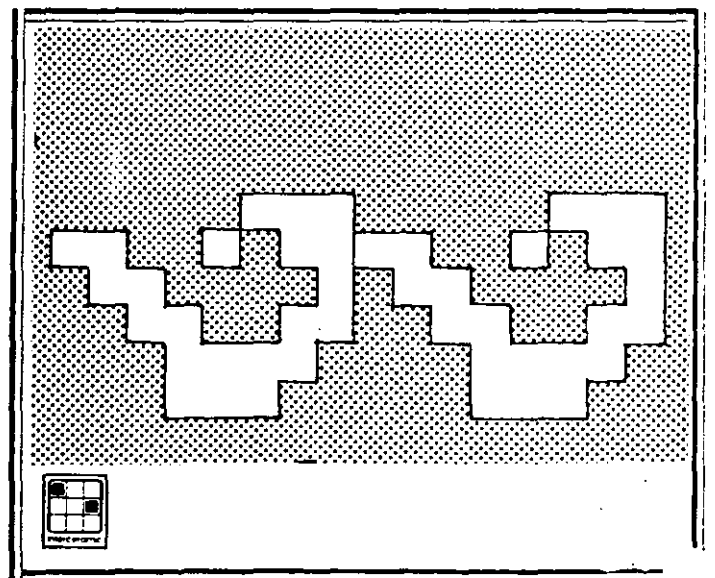
81. Combinación
30x30 ó 20x20 con corte diagonal



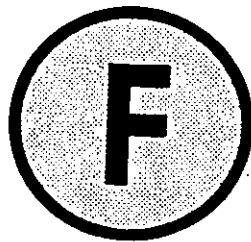
82. Combinación
20x20 con corte diagonal



83. Combinación
20x20 con corte diagonal



84. Combinación
20x20 ó 30x30



INSTRUCTIVO DE
INSTALACION
Y MANTENIMIENTO



Interceramic

INSTRUCTIVO DE INSTALACION

* PARA UNA MEJOR INSTALACION DE PISOS Y RECUBRIMIENTOS USE SIEMPRE ADHESIVOS Y BOQUILLAS INTERCERAMIC.

1

Las superficies irregulares deben nivelarse con cemento, dejándose secar antes de instalar la loseta. Interceramic debe instalarse únicamente sobre superficies fijas y sólidas. En caso de instalarse en superficies grandes, es indispensable respetar el patrón de juntas de contracción y dilatación del firme o base, dándose seguimiento en la instalación de la loseta.

3

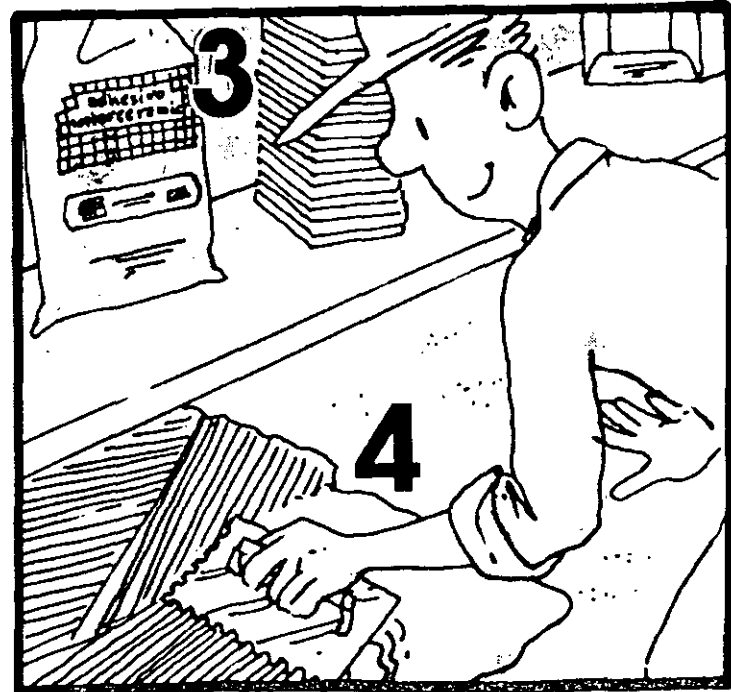
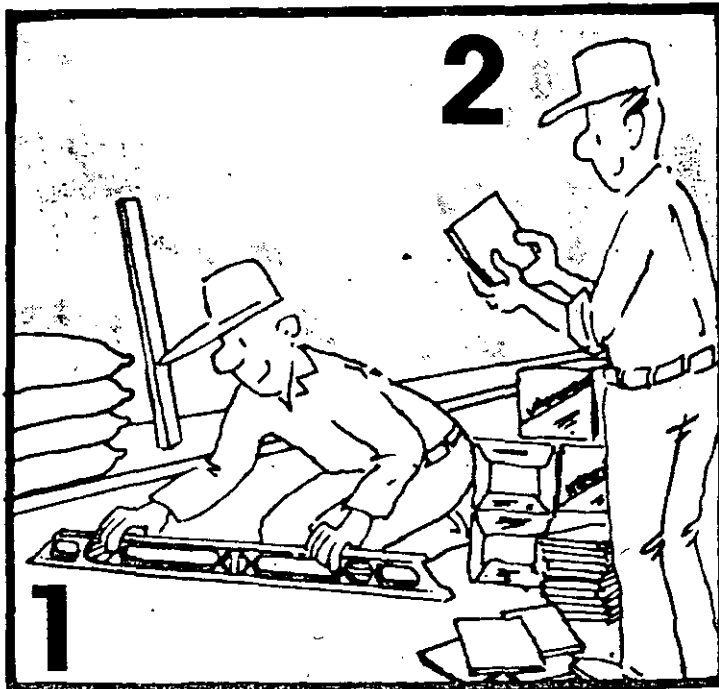
Consulte las instrucciones del fabricante de cemento o pegamento antes de usarlo, asegurándose que sea el producto adecuado según el tipo de superficie que se va a cubrir y las condiciones de clima. Para lograr una mejor instalación, Interceramic le recomienda utilizar Adhesivos y Boquillas Interceramic.

2

Inspeccione las losetas antes de instalarlas, mezcle y combine losetas de varias cajas y colóquelas al azar. Esta operación permite aprovechar las variaciones de tono propias de los productos cerámicos, y al repetirse por toda el área de instalación, acrecentar su belleza.

4

Aplique el cemento o pegamento con una pala o paleta "de peine", con hendiduras que dejen una base de pegamento de 3 mm. de grueso para paredes y de 6 mm. para pisos. Aplique el adhesivo en pequeñas áreas para evitar que éste se pegue.

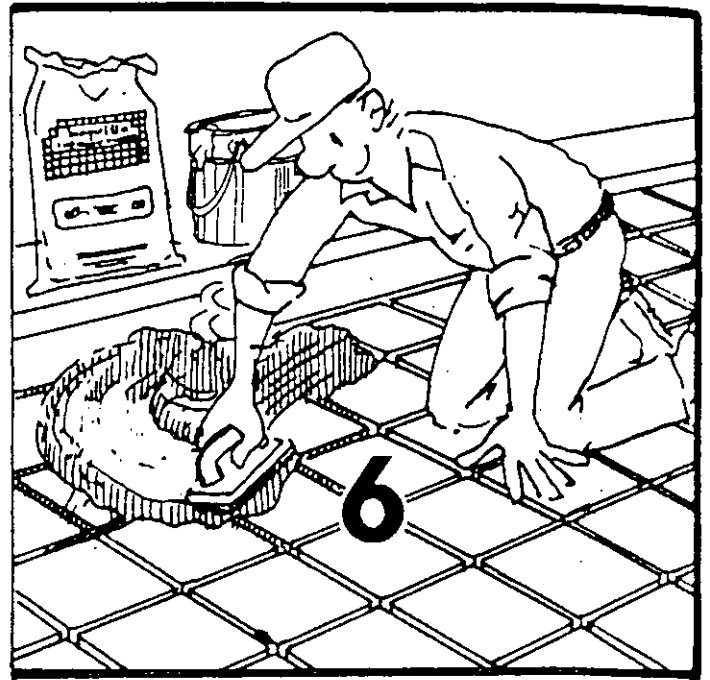
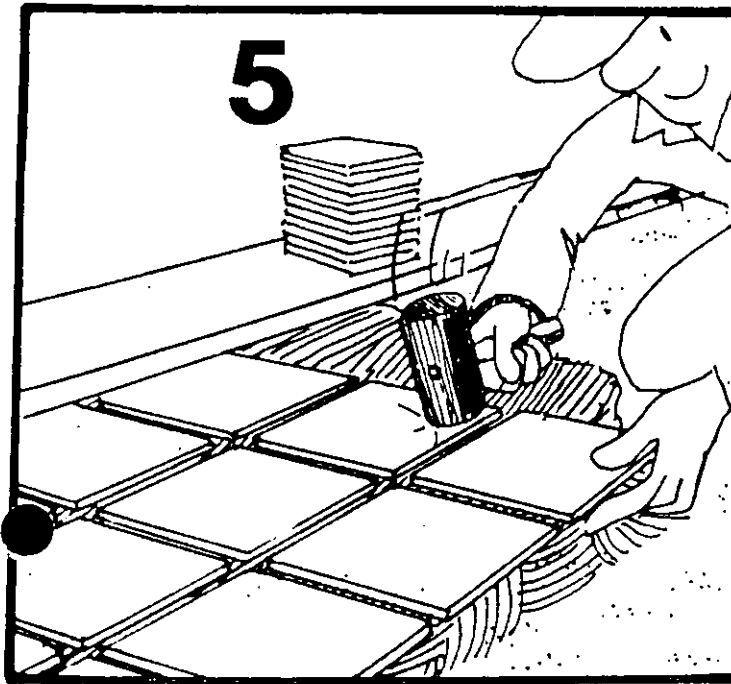


5

INTERCERAMIC no necesita remojo antes de instalarse porque no absorbe agua. Aplique con cuidado la loseta sobre el pegamento. En pisos, utilice boquillas de 4 mm. de ancho como mínimo y 8 mm. como máximo.

6

Aplique la boquilla esparciendo el material sobre la superficie con movimientos sesgados o diagonales a las líneas de emboquillado. Repáselas con el mango de alguna herramienta o rodete para lograr un desnivel de emboquillado uniforme.

**7**

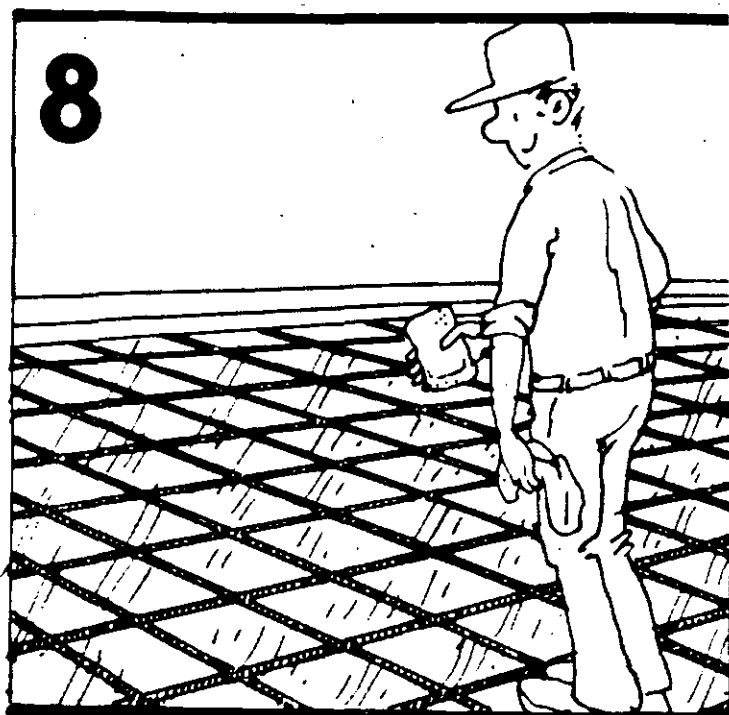
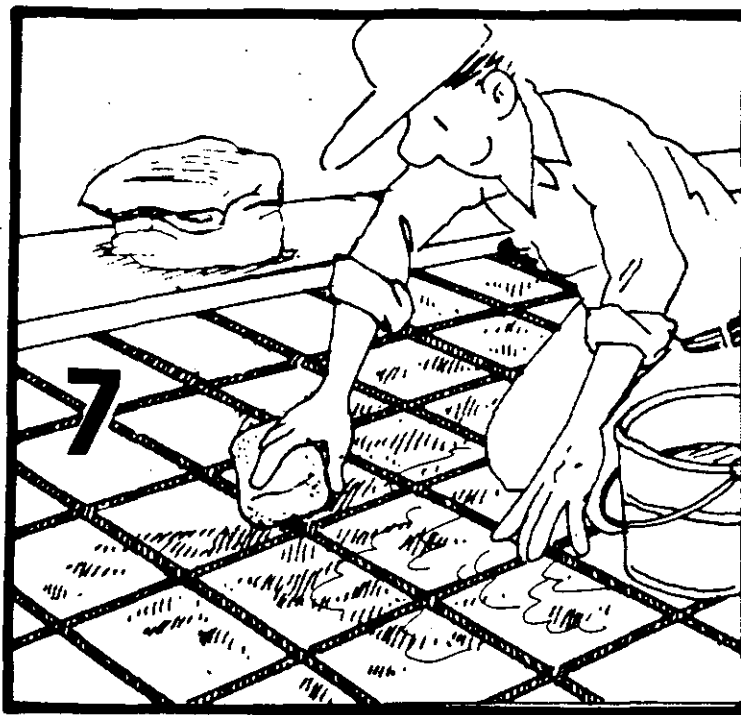
Limpie los excesos de cemento antes de que se seque, tanto de las losetas como de las hendiduras entre losetas y deje secar la instalación por lo menos 24 horas antes de emboquillar. Consulte las instrucciones del fabricante de la boquilla, cerciorándose que sea el producto adecuado

para el trabajo a realizarse, recuerde que la boquilla está diseñada para las mismas condiciones de clima, fricción, abrasión, etc. que la loseta. Antes de emboquillar, limpie con una escoba los espacios entre losetas, dejándolas libres de polvo. Los excesos de cemento, de lo contrario la boquilla se quebrará desprendiéndose.

8

Limpie los sobrantes del material de emboquillado fresco de la superficie de la loseta, inmediatamente después de su aplicación, no deje pasar tiempo ya que para desprender las placas de boquilla que quedarán sobre la loseta se requerirá el uso de ácido. Deje secar por lo

menos 24 horas.



RECUERDE :
¡UNA BUENA INSTALACION... PUNTO CLAVE DE NUESTRA IMAGEN !

MANTENIMIENTO

INTERCERAMIC no necesita abrillantadores, selladores ni pulidoras, basta limpiar con un trapeador o una franela sin color semihúmedos, en losetas de acabado liso.

En losetas antiderrapantes se deberá usar un cepillo para eliminar el polvo, y lavar con agua y jabón cuando sea necesario.

Es propio que en los productos cerámicos cocidos a muy altas temperaturas existen pequeñas variaciones en cuanto a sus longitudes, por lo que se recomienda utilizar material de un mismo calibre en una instalación. Los estándares de calidad

de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (A.S.T.M.) permiten una variación sobre la longitud y planaridad de la loseta de un 1%, mientras que en INTERCERAMIC la variación máxima es de 0.5%.

Estas variaciones ocurren más comúnmente en losetas grandes, por lo que se debe tener especial cuidado al escoger el tipo de instalación en que se van a utilizar.

Consulte con su distribuidor autorizado INTERCERAMIC para mayores detalles o instalaciones especiales.



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

CURSOS ABIERTOS

EDIFICACION

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992

TEMA III.B

EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES

ING. JOSE MARCOS AGUILAR

PALACIO DE MINERIA

CURSO : EDIFICACION
25 DE ENERO AL 10
DE FEBRERO DE 1989

PROF : JOSE MARCOS
AGUILAR MORENO

EXCAVACIONES

El tema es muy general y abarca un sinúmero de tipos y objetivos. -- Es posible que no exista una persona que no haya hecho alguna vez, una excavación o cuando menos la haya visto . Todos nos hemos percatado que la excavación, dicha así " genéricamente ", desde tiempo inmemorial ha perseguido un objeto, es decir, nadie excava solo por excavar, sino para usar la excavación con un objetivo posterior a ella. La gama de tipos abarca diversas disciplinas como es la construcción, o la agricultura por ejemplo, o bien en el ámbito exclusivo de la construcción, podemos encontrar excavaciones - abiertas en forma de caja como la correspondiente a edificios urbanos, o cerradas ya sean verticales como las que se hacen para cilindros en puentes, - u horizontales para túneles, por mencionar algunas. Para probar la generalidad del vocablo mediten que piensa c/u de ustedes al escuchar la palabra -- " excavación ".

La diversidad hace ver que podría establecerse un curso para cada especialidad, y obviamente 6 horas no son suficientes para hacerlo, en consecuencia abarcaremos lo más posible de manera somera y c/u de nosotros deberá - profundizar por su cuenta en lo que concierne a su interés particular; creo -- que existe suficiente Bibliografía para cada subtema, de la cual nosotros recopilamos para ustedes solamente la siguiente :

- 1.- General Excavation Methods - A BRINTON CARSON
- 2.- Tunnels Planning, Construction - T.M. MEGAW and J.V. BARTLETT
- 3.- Excavaciones Subterráneas en Roca - HOEK/E.T. BROWN
- 4.- Petros P. Xanthakos - SLURRY WALLS
- 5.- Mecánica de Suelos con Ayuda de Microcomputadora - - ABRAHAM ELLSTEIN R.
- 6.- Electrosmosis Aplicada a la Construcción - CARLOS FLAMAND Y ENRIQUE TAMEZ

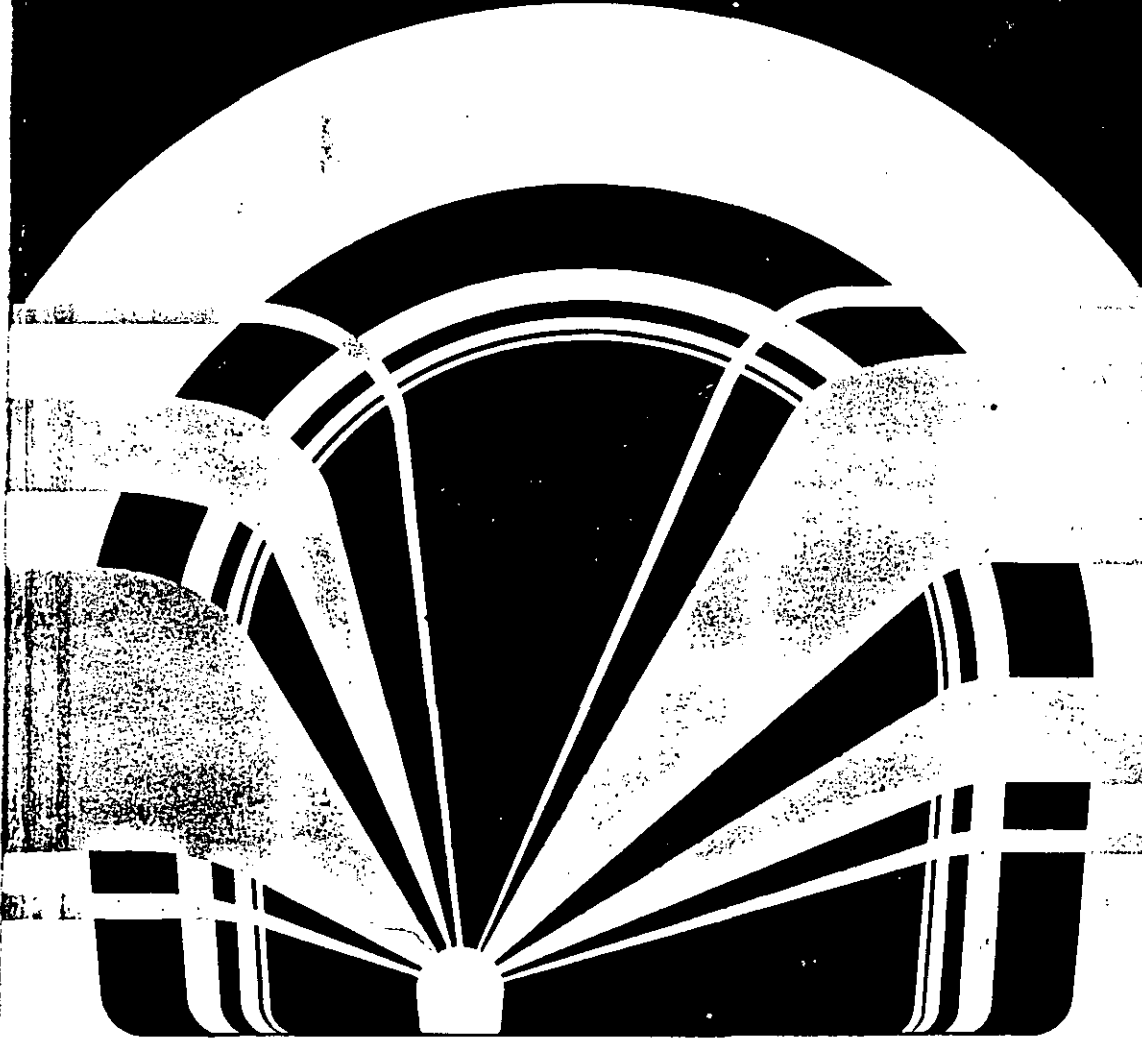
SPONTANEOUS
UNIFORMITY
EFFECTS

ELLIS HORWOOD INTERNATIONAL EDITION

TUNNELS

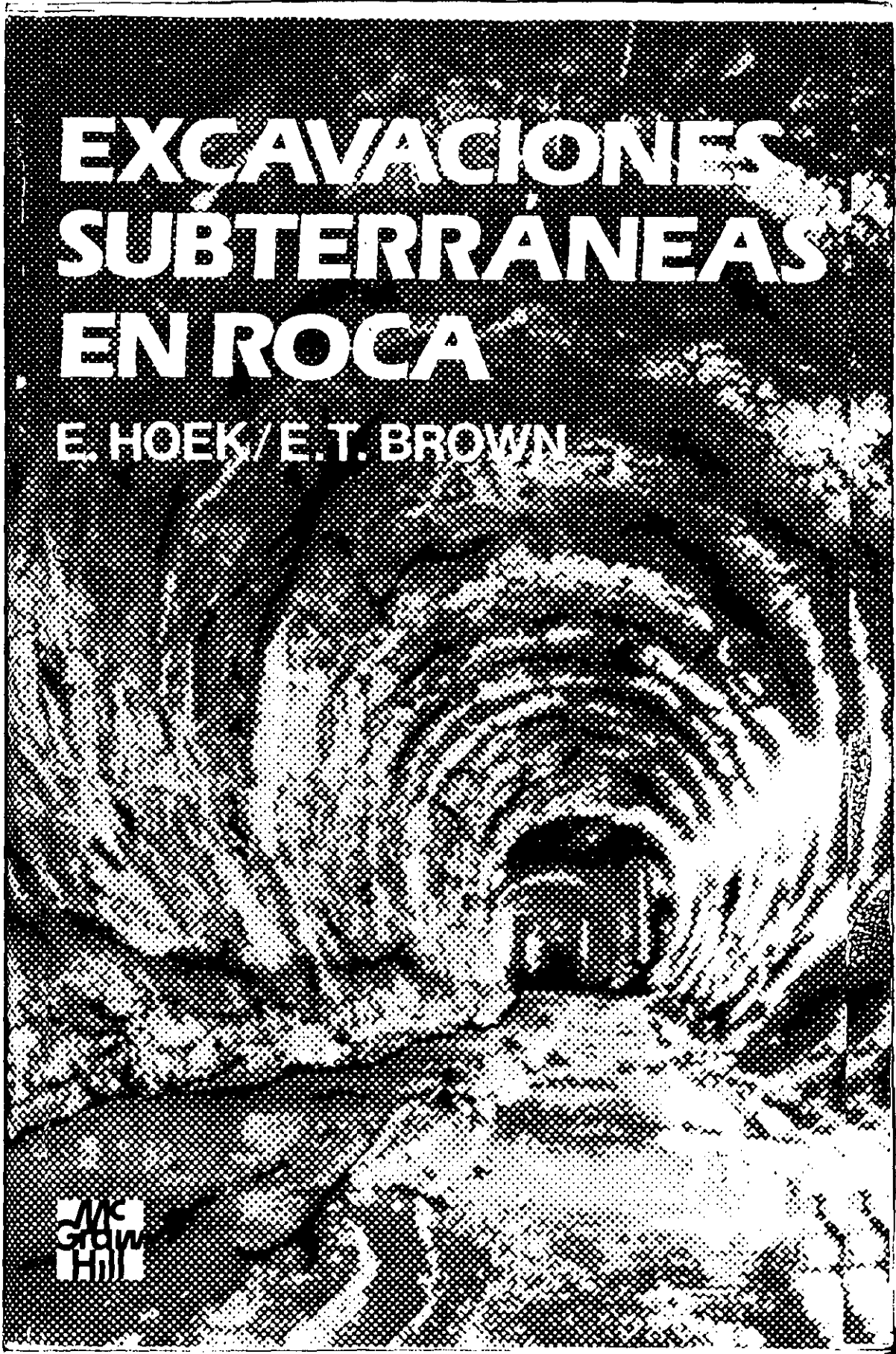
Planning, Design, Construction

T.M.MEGAW and J.V.BARTLETT



EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN ROCA

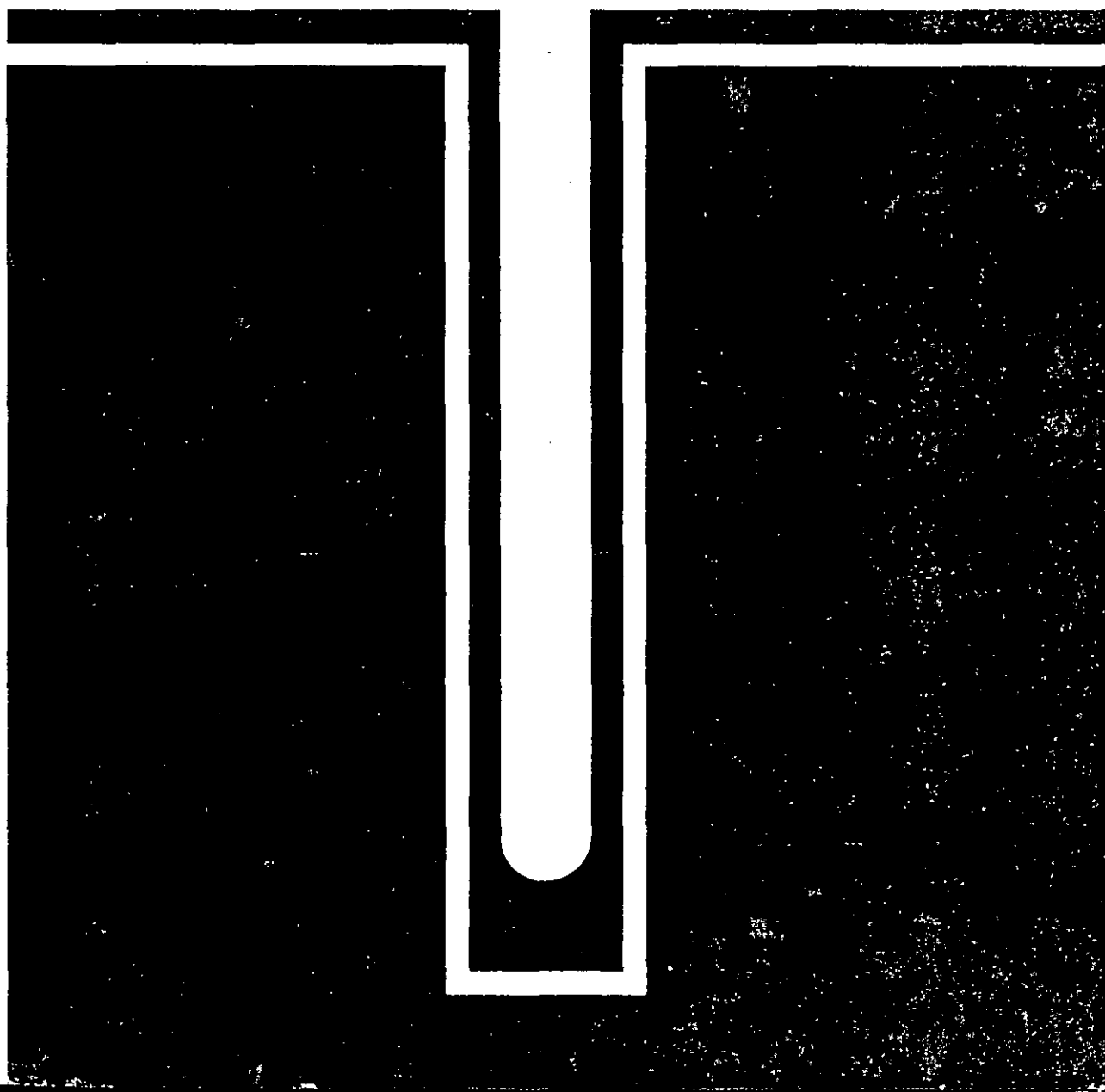
E. HOEK / E.T. BROWN



WILEY
GROW
HILL

Petros P. Xanthakos

SLURRY WALLS





**MECANICA
DE SUELOS
CON AYUDA DE
MICROCOMPUTADOR**

Abraham Ellstein R

Solum

MEXICO, D. F. JULIO DE 1963
PUBLICACION INTERNA No. 5



CARLOS L. FLAMAND

ENRIQUE TAMEZ

**ELECTROSMOSIS
APLICADA A LA
CONSTRUCCION**

CURSO : EDIFICACION
25 DE ENERO AL 10
DE FEBRERO DE 1989

PROF : JOSE MARCOS
AGUILAR MORENO

EXCAVACIONES

El tema es muy general y abarca un sinúmero de tipos y objetivos. -- Es posible que no exista una persona que no haya hecho alguna vez, una excavación o cuando menos la haya visto . Todos nos hemos percatado que la excavación, dicha así " genéricamente ", desde tiempo inmemorial ha perseguido un objeto, es decir, nadie excava solo por excavar, sino para usar la excavación con un objetivo posterior a ella. La gama de tipos abarca diversas disciplinas como es la construcción, o la agricultura por ejemplo, o bien en el ámbito exclusivo de la construcción, podemos encontrar excavaciones -- abiertas en forma de caja como la correspondiente a edificios urbanos, o cerradas ya sean verticales como las que se hacen para cilindros en puentes, -- u horizontales para túneles, por mencionar algunas. Para probar la generalidad del vocablo mediten que piensa c/u de ustedes al escuchar la palabra -- " excavación ".

La diversidad hace ver que podría establecerse un curso para cada especialidad, y obviamente 6 horas no son suficientes para hacerlo, en consecuencia abarcaremos lo más posible de manera somera y c/u de nosotros deberá -- profundizar por su cuenta en lo que concierne a su interés particular; creo -- que existe suficiente Bibliografía para cada subtema, de la cual nosotros recopilamos para ustedes solamente la siguiente :

- 1.- General Excavation Methods - A BRINTON CARSON
- 2.- Tunnels Planning, Construction - T.M. MEGAW and J.V. BARTLETT
- 3.- Excavaciones Subterráneas en Roca - HOEK/E.T. BROWN
- 4.- Petros P. Xanthakos - SLURRY WALLS
- 5.- Mecánica de Suelos con Ayuda de Microcomputadora - - ABRAHAM ELLSTEIN R.
- 6.- Electrosmosis Aplicada a la Construcción - CARLOS FLAMAND Y ENRIQUE TAMEZ

Por una parte en forma paralela a la actividad de excavar se han desarrollado diversas especialidades, ya sea para acelerarla, o para profundizarla, o para asegurarla de acuerdo con el objetivo posterior a ella y a las características del suelo. - Por otra parte la excavación por su forma, profundidad ó destino, está íntimamente ligada a las peculiaridades del suelo en donde hemos avanzado ímportantemente, consecuentemente en la práctica de ella a lo largo de milenios, se han presentado a éstas alturas de la civilización, todos o la mayor parte, de los tipos y objetivos, - por lo que seguramente se han desarrollado ya, no solo los procedimientos adecuados para cada fin, sino también los equipos correspondientes. Por tal razón en la **Ingenieria Civil** dedicada a la **Edificación** que es la parte medular de ésta participación nos quedan pocas oportunidades de hacer " cosas nuevas ", como la que se -- hizo en la **Cd. de México en 1981** con la combinación de una excavación y un procedimiento constructivo en el caso de un edificio urbano; cuando el Propietario fue presionado por el **Mercado Inflacionario** en que se desenvuelve actualmente la construcción; combinación que dió como resultado un éxito técnico en favor de los constructores y un éxito Financiero en favor del propietario. A este tipo de recursos - de combinación de ingredientes, estamos obligados los hombres del Ingenio es decir los Ingenieros, ya que la precaria actividad constructora de nuestros tiempos demanda de nosotros en beneficio de nuestros clientes, la reducción fuerte del tiempo total que empleaban los constructores del pasado en la realización de sus obras, con los procedimientos antiguos.

Ustedes verán en este caso específico, que manejar la excavación en la forma que se hizo, se tradujo en un ahorro de 9 meses y de 5.2 mill. de Dolares, a favor del Propietario como podrán ver y escuchar en el Video Cassette **Elaborado por el - Banco Nacional de México** que proyectaremos para ustedes mas adelante.

Se trata de un edificio que seguramente conocen, el cual tiene el record de - la excavación más profunda en zona de lago, sin haber afectado en lo mas mínimo al suelo circundante, a pesar de medir 15 m. de profundidad respecto al nivel de - banquetta.

(3)

El proyecto se llamó inicialmente **HOTEL MEXICO PLAZA HOLIDAY INN**, después cambió a **HOTEL INTERCONTINENTAL MEXICO**, y actualmente cambiará a un nombre todavía desconocido.

Con el criterio adquirido podríamos establecer un índice que nos llevara -- gradualmente de lo general de las excavaciones a lo particular del procedimiento que se ha popularizado bajo el nombre de **NIVELES GEMELOS**.

E X C A V A C I O N E S .

I N D I C E .

I.- CLASIFICACION

A).- Por la humedad en el subsuelo

En seco

En presencia de agua

B).- Por la dureza del subsuelo

En duro

En suave

C).- Por su geometría

En caja a cielo abierto. Dos dimensiones planas grandes - y una vertical pequeña, como las que se hacen para construir edificios urbanos, o cilindros en puentes.

En tunel bajo tierra. Dos dimensiones verticales chicas, y una plana grande, como las que se hacen para tuneles de desvío ó transporte colectivo.

En trinchera a cielo abierto. - Dos dimensiones verticales -- chicas y una plana grande, como las que se hacen para -- muros de lodo o para canales.

En cantera a cielo abierto. - Dos dimensiones verticales -- grandes y una plana chica, como las que se usan en explotación de canteras.

Debarrena a cielo abierto ó - bajo techo. Dos dimensiones - planas pequeñas y una vertical grande, llamada comunmente - perforación como la que se -- hace para pilas coladas insitu.

- | | | | |
|------|--------------------------|---|--|
| D).- | Por su destino | { | Para construcción |
| | | | Para alojar desechos |
| | | | Para explotación de recursos minerales |
| | | | Para dragado |
| | | | Para agricultura |
| E).- | Por la herramienta usada | { | Manual |
| | | | Mecanizada |
| F).- | Por la aireación | { | Ventilación natural |
| | | | Ventilación Forzada |

II.- INTERRELACIONES

- A).- Con equipo de ataque
- B).- Con equipo de transporte
- C).- Con equipo de bombeo
- D).- Con estabilización de Taludes

III.- EQUIPO DE ATAQUE

- A).- Pala manual y pico
- B).- Pala mecánica
- C).- Retro

- D).- Draga
- E).- Almeja { Libre
 { Guiada
- F).- Escrepa
- G).- Cargador Frontal
- H).- Bulldozer
- I).- Cable
- J).- Rueda continua
- K).- Escudo
- L).- Barrena { Manual
 { Mecánica
- M).- Aire Comprimido
- N).- Explosivos

IV.- EQUIPO DE TRANSPORTE

- A).- Carretilla
- B).- Camión volquete
- C).- Escrepa
- D).- Banda lisa ó canjilones
- E).- Bombeo de Lodo

V.- EQUIPO DE BOMBEO

VI.- ESTABILIZACION DE TALUDES

(7)

VII.- TECNICAS PARALELAS

A).- Electrosmosis

B).- Congelación

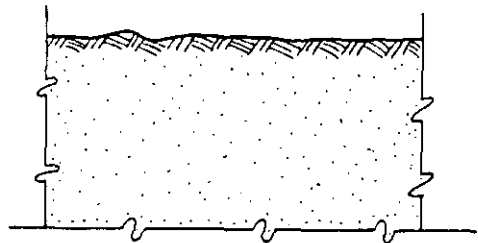
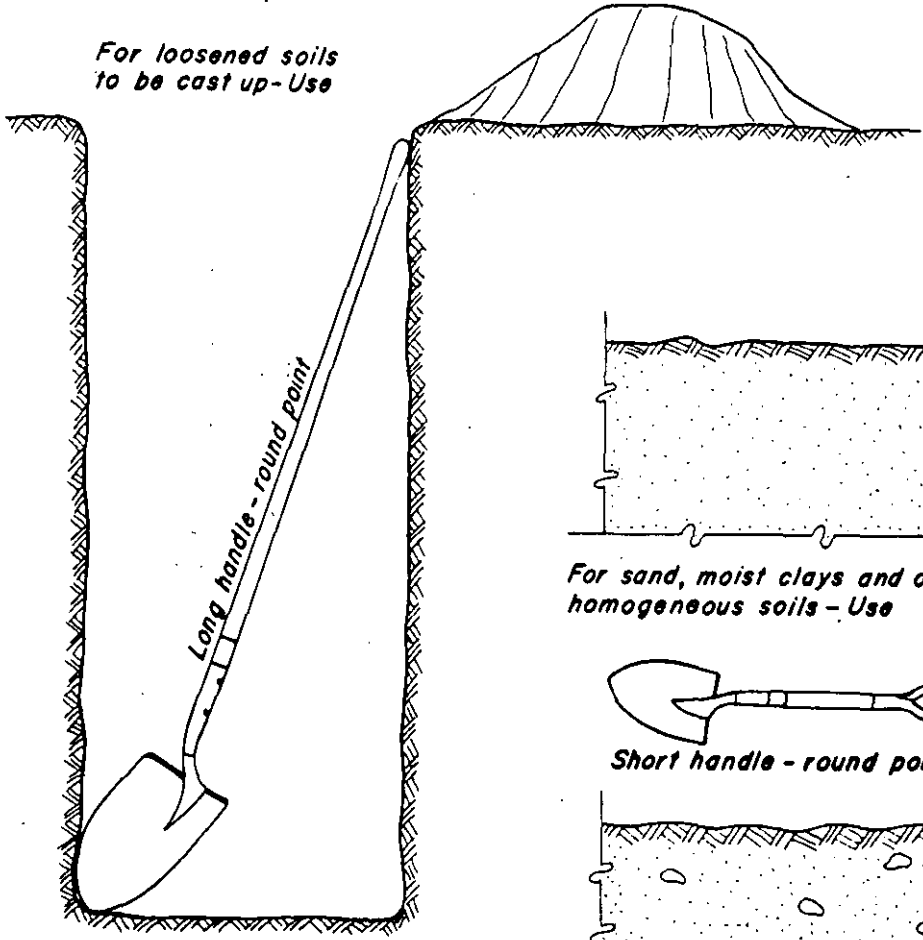
C).- Inyección

D).- Pneumática

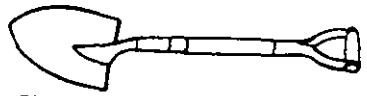
VIII.- PRUEBAS**IX.- SONDEOS PREVIOS****X.- NIVELES GEMELOS**

HAND TOOLS FOR EXCAVATION

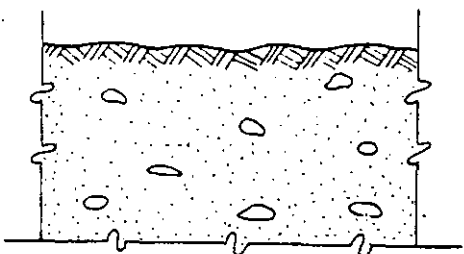
For loosened soils to be cast up - Use



For sand, moist clays and other homogeneous soils - Use



Short handle - round point

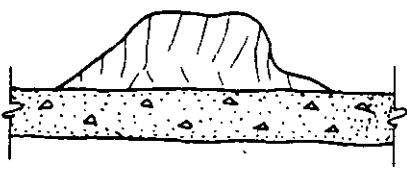


For gravels, compacted clays and hardpans - Use



Pick

Then - Use



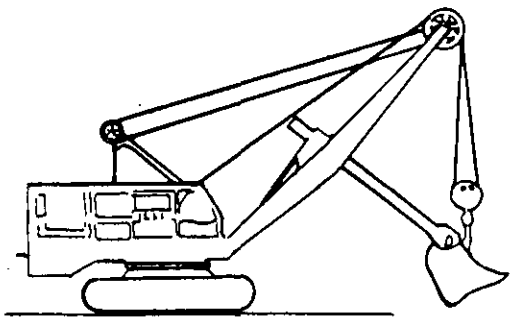
For shoveling against hard surfaces or trimming - Use

Short handle - square mouth

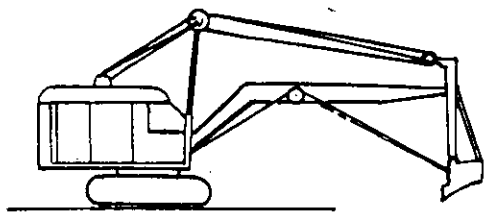


Short handle - round point

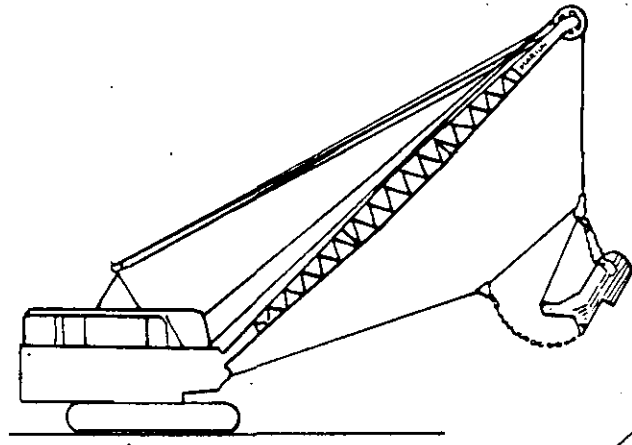
PRINCIPAL RIGS USED IN EXCAVATION



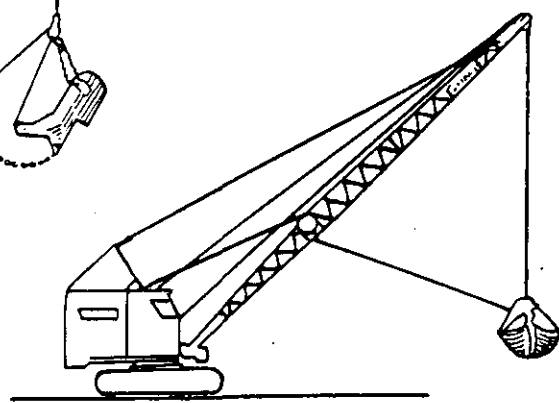
POWER SHOVEL



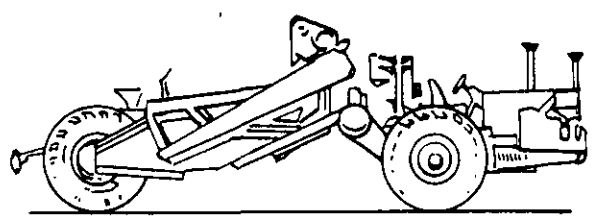
BACKHOE



DRAGLINE



CLAMSHELL



SCRAPER

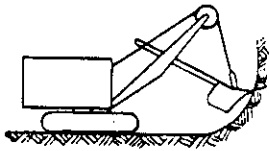
EQUIPMENT SELECTION GUIDE

Guide to selection of basic equipment

In the table, P = power shovel, S = scraper, C = clamshell, and D = dragline.

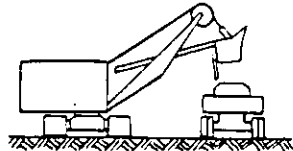
| Class of material | Symbol | Water content | Bulk pit | Bulk wide area | Loose bulk | Limited area vertical |
|------------------------|--------|---------------|----------|----------------|------------|-----------------------|
| Gravel — well graded | GW | Dry | P | S | P | ? C |
| | | Wet | P | S | D | C |
| Gravel with clay | GC | Dry | P | ? | P | ? C |
| | | Wet | P | ? | D | C |
| Gravel — poorly graded | GP | Dry | P | S | P | C |
| | | Wet | P | S | D | C |
| Gravel with fines | GF | Dry | P | S | ? D | ? C |
| | | Wet | P | D | D | C |
| Sand — well graded | SW | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | P | S | D | C |
| Sand with clay | SC | Dry | P | ? S | ? D | ? C |
| | | Wet | P | D | D | C |
| Sand — poorly graded | SP | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | D | D | C |
| Sand with fines | SF | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | D | D | C |
| Silt and fine sand | ML | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | D | D | C |
| Clay | CL | Dry | P | S | D | ? C |
| | | Wet | C | D | D | C |
| Organic silt | OL | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | D | D | C |
| Fine silts | MH | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | D | D | C |
| Highly plastic clays | CH | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | ? D | ? D | ? C |
| Organic clays | OH | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | D | D | C |
| Peat | PT | Dry | P | S | D | C |
| | | Wet | C | D | D | C |

USES OF THE POWER SHOVEL



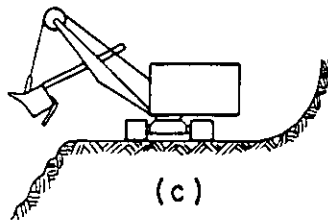
(a)

EMBANKMENT
DIGGING



(b)

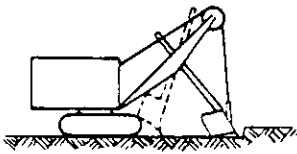
LOADING
HAUL UNITS



(c)

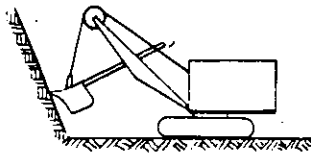
SIDE
CASTING

PREFERRED APPLICATIONS



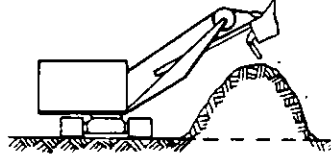
(d)

DIGGING ON
HORIZONTAL PLANE



(e)

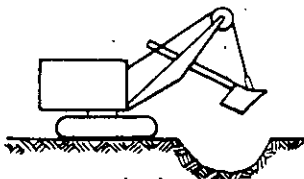
DRESSING
SLOPES



(f)

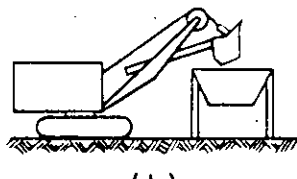
DUMPING ONTO
SPOIL BANKS

POSSIBLE APPLICATIONS



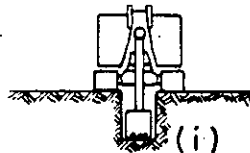
(g)

DIGGING
BELOW GRADE



(h)

DUMPING
INTO HOPPERS

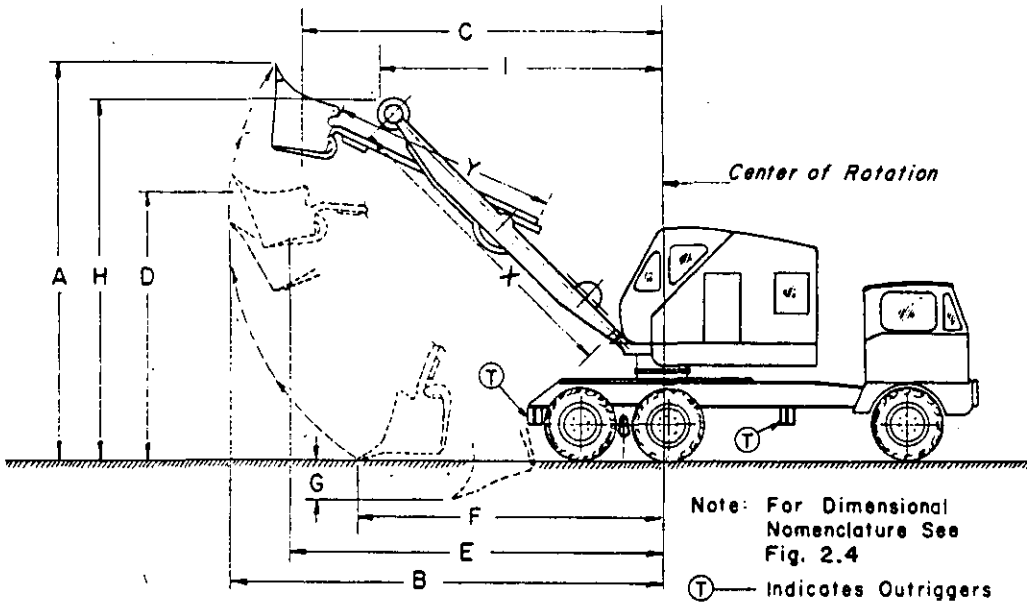


(i)

DIGGING
SHALLOW TRENCH

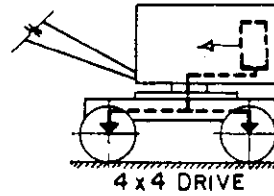
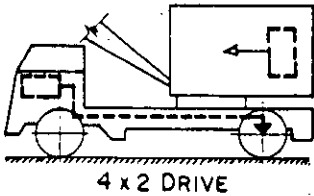
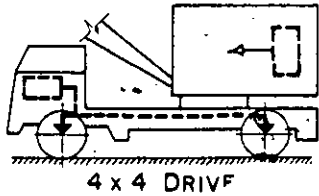
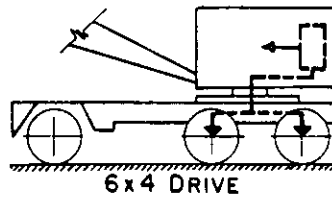
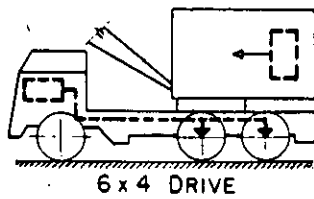
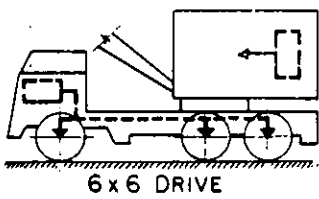
LIMITED APPLICATIONS

RUBBER-TIRED MOUNTINGS



| LORAIN MODEL No. 107 | DIMENSIONS | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|------------|-------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|-------|--------|--------|
| DIPPER CAPACITY = 3/8 Cu Yd | X | Y | A | B | C | D | E | F | G | H | I |
| BOOM ANGLE = 45° | 15' 0" | 9' 7" | 18' 8" | 20' 7" | 16' 8" | 12' 10" | 17' 11" | 14' 5" | 2' 0" | 16' 8" | 13' 2" |

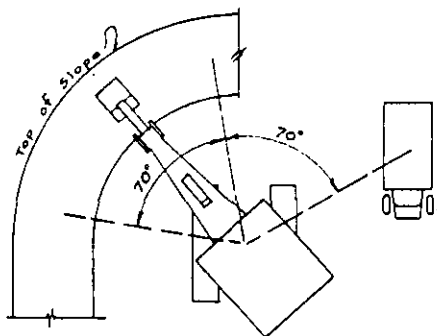
(a) TRUCK-MOUNTED POWER SHOVEL



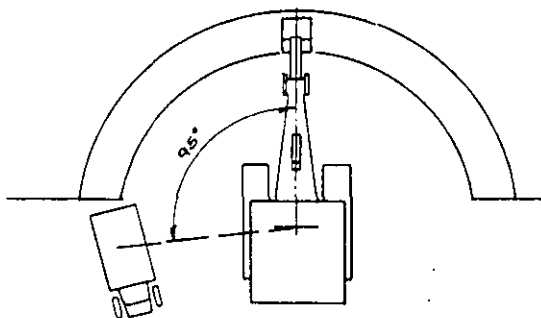
(b) TRUCK

(c) WHEEL

ANGLES OF SWING AND OPERATING EFFICIENCY



(a) ANGLE OF SWING
PARALLEL APPROACH



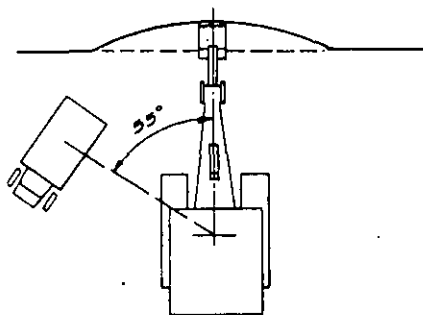
(b) ANGLE OF SWING
FRONTAL APPROACH
FINAL PENETRATION

(a) Effect of angle of swing on cycle time

| Angle of swing, in degrees | Factor |
|-------------------------------|--------|
| 45 | 0.794 |
| 60 | 0.863 |
| 75 | 0.935 |
| 90 | 1.000 |
| 120 | 1.135 |
| 150 | 1.265 |
| 180 | 1.405 |

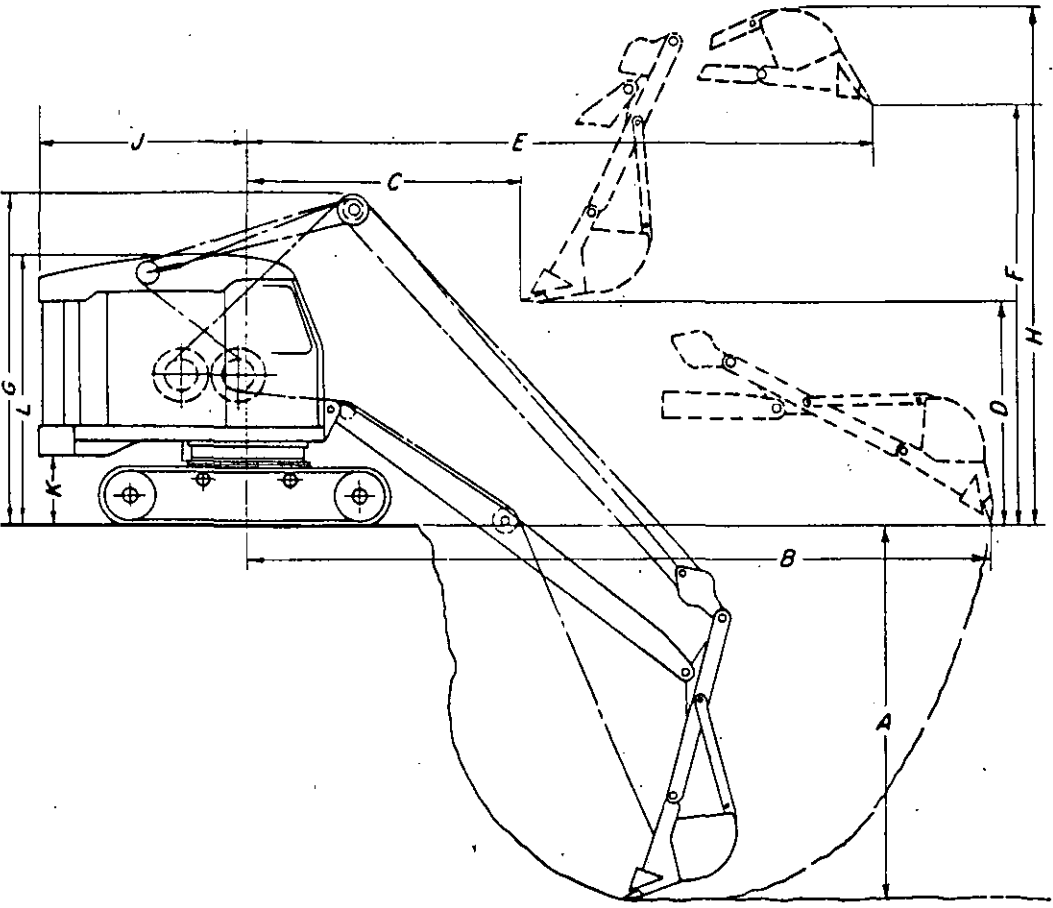
(b) Summary of lost time

| | |
|-------------------------|--------------------|
| Moving into cut | 3 per cent |
| Grading and trimming | 4 |
| Maintenance | 3 |
| Operator delays | 3 |
| Repairs and adjustments | 3 |
| Total lost time | 16 per cent |



(c) ANGLE OF SWING
FRONTAL APPROACH
INITIAL PENETRATION

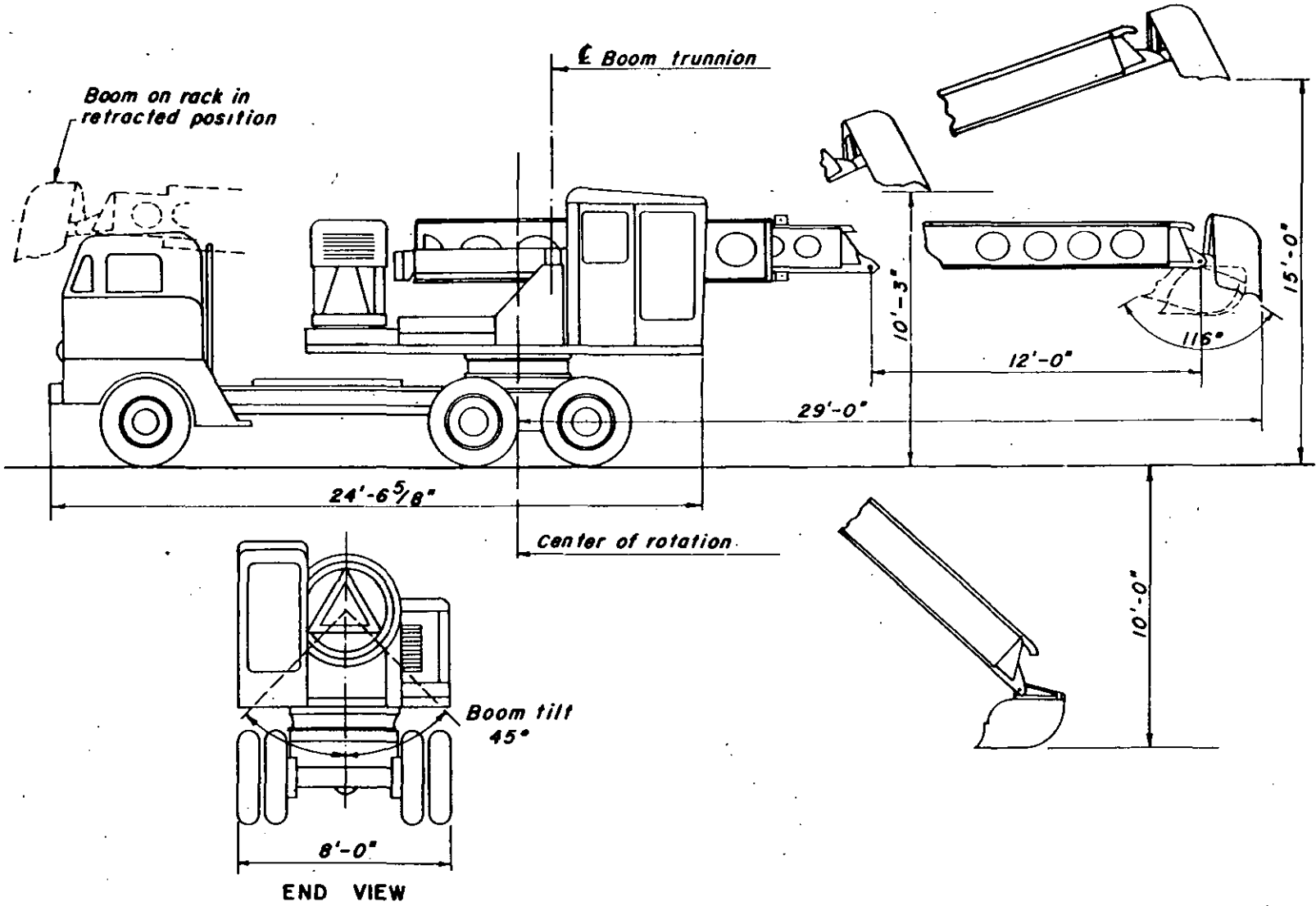
OPERATING DIMENSIONS OF BACKHOES



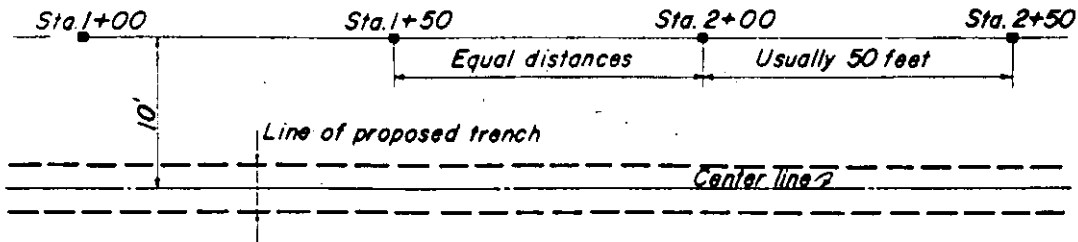
Backhoe working ranges

| Dimension | Bucket size (rated) and manufacturer and model number | | | | | | |
|--|---|----------------------|--------------------------------|-----------------------|-------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| | 3/8 Bucyrus Erie (70-B) | 1/2 Unit (614) | 3/4 Link Belt (LS-88) | 1 Marion (43-M) | 1 1/4 Lorain (56) | 1 1/2 Insley (W-8) | 1 3/4 Link Belt (K-370) |
| A. Digging depth over front of mounting | 12'0" | 15'4" | 20'8" | 25'9" | 24'6" | 24'0" | 26'11" |
| B. Digging radius or reach (max) | 24'3" | 26'10" | 34'9" | 38'6" | 38'1" | 38'8" | 44'2" |
| C. Radius at beginning of dump | 8'0" | 8'0" | 10'7" | 13'3" | 13'7" | 14'0" | 14'0" |
| D. Height at beginning of dump: clearance under dipper | 8'6" | 9'8" | 11'2" | 13'3" | 11'9" | 14'9" | 12'4" |
| E. Radius at end of dump | 18'6" | 19'7" | 25'6" | 29'3" | 27'3" | | 34'2" |
| F. Height at end of dump | 16'9" | 15'9" | 19'4" | 20'9" | 24'0" | 20'6" | 19'5" |
| G. Clearance height of A-frame | 11'6" | 12'3" | 16'2" | | | 12'5" | 17'5" |
| H. Clearance height over dipper (max) | 20'0" | 20'6" | 25'3" | 28'9" | 29'7" | | 29'8" |
| Boom length | 15'0" | 16'0" | 20'0" | 24'0" | 23'0" | 24'0" | 25'0" |
| Dipper stick length | 6'9" | 5'9" | 10'4" | 11'0" | 8'0" | 11'3" | 14'11" |

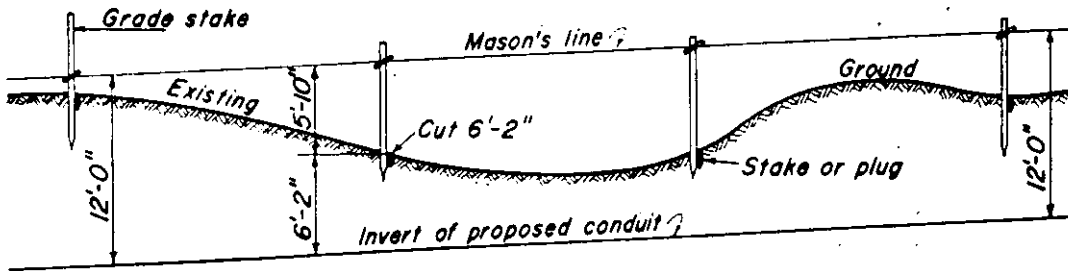
160



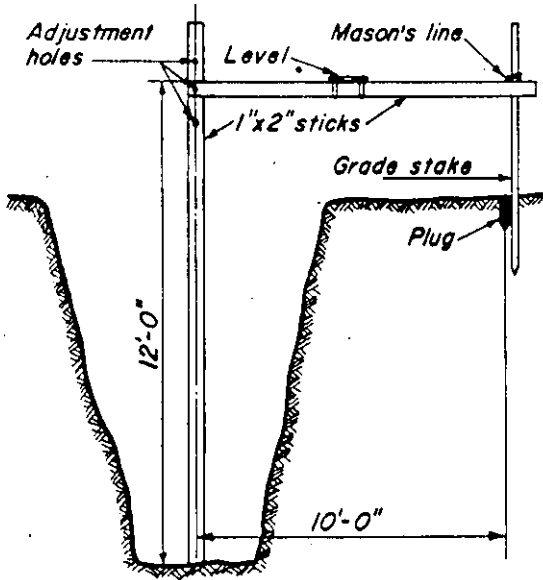
CONTROL OF TRENCH DEPTH



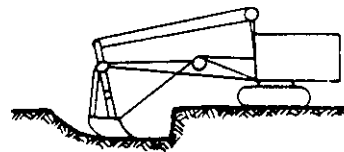
(a) PLAN OF PROPOSED TRENCH



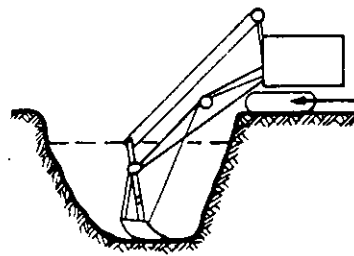
(b) SETTING A GUIDE LINE FOR TRENCHING



(c) CARRYING TRENCH GRADE



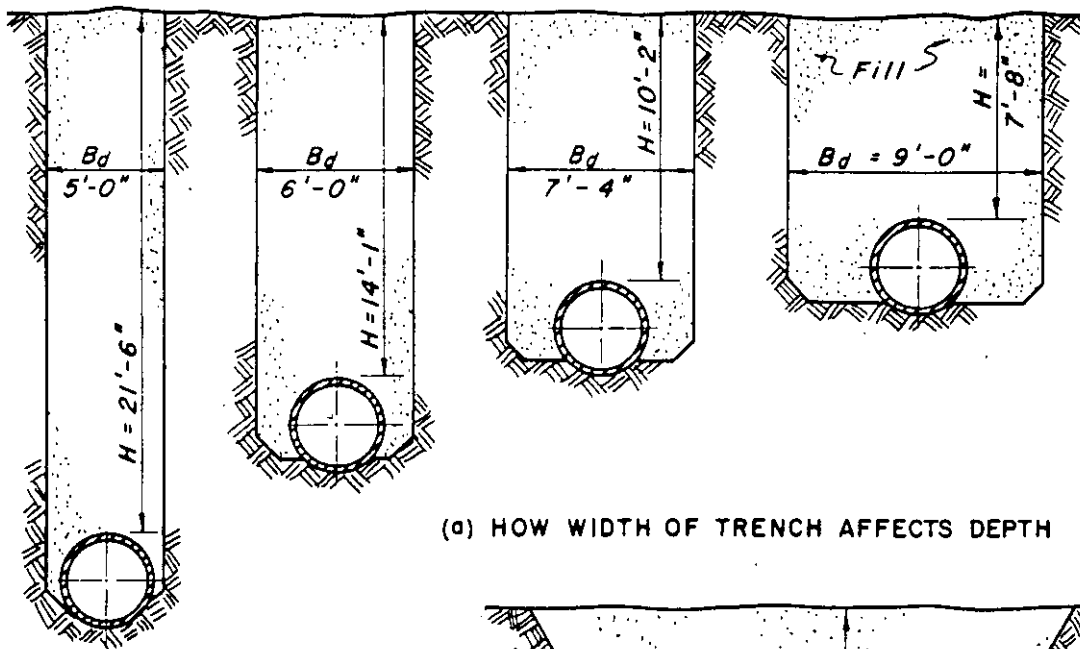
STEP NO. 1



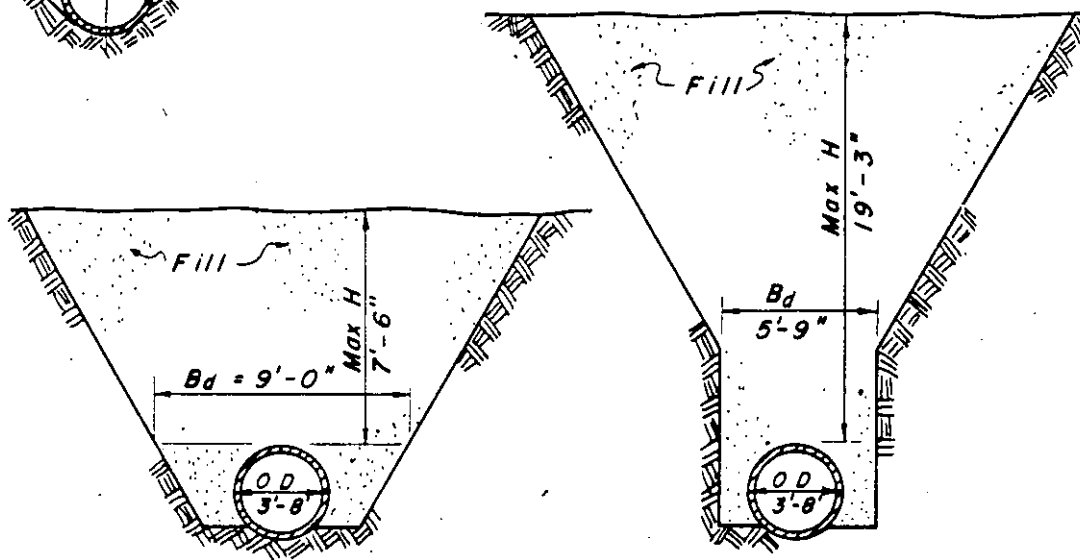
STEP NO. 2

(d) DIGGING STEPS

TRENCH DEPTH AND WIDTH



(a) HOW WIDTH OF TRENCH AFFECTS DEPTH

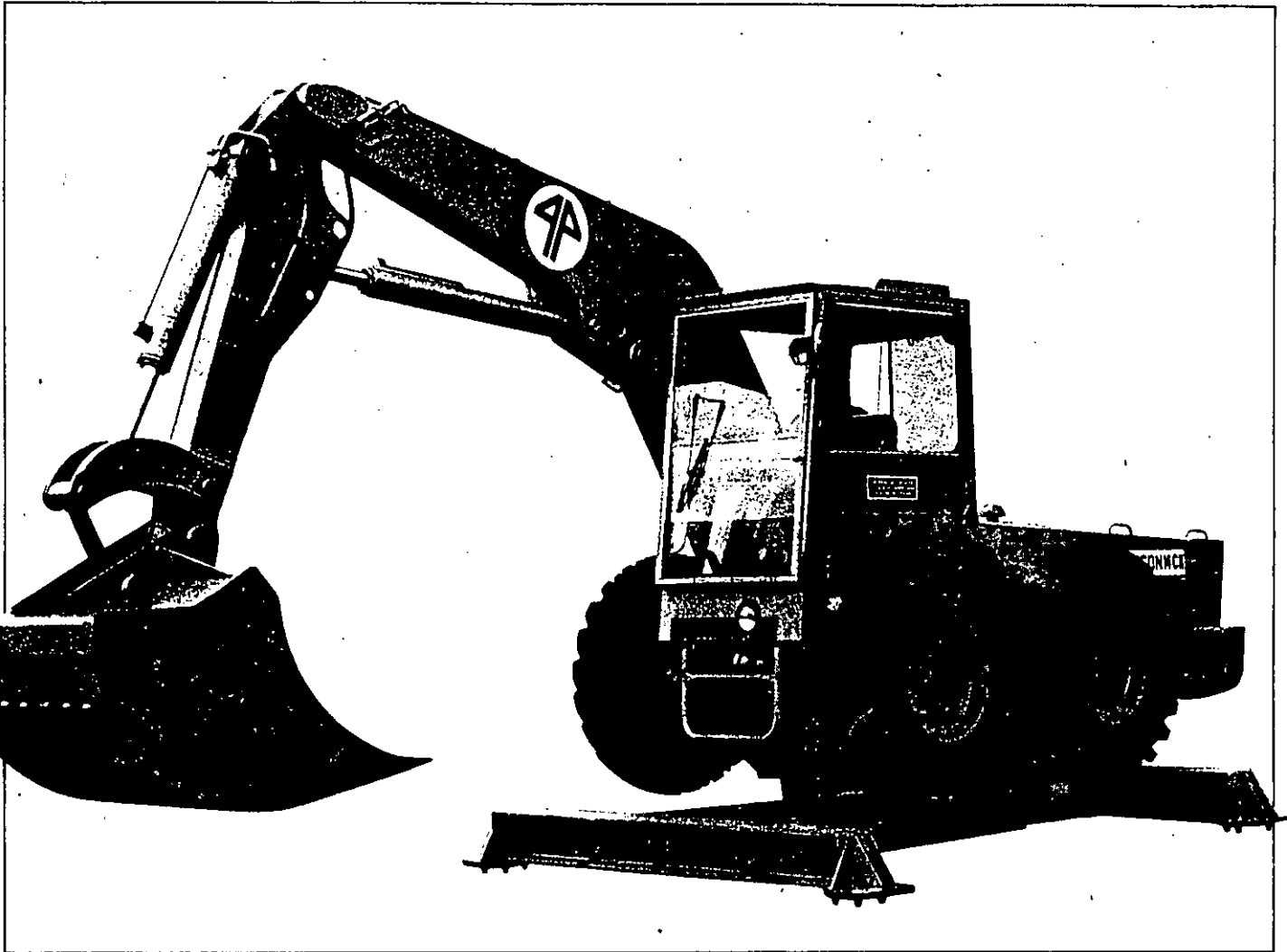


(b) HOW SHAPE OF TRENCH AFFECTS DEPTH

Pingon

14C/CH

Godet rétro standard 780 l/1 000 mm



- Déplacements sur route rapides : 4 pneumatiques de grande section.
- Stabilité au travail : centre de gravité bas.
- Moteur Diesel Perkins, 6 cylindres à injection directe et refroidissement par eau.
- Puissance : 65 kW (94 ch) DIN.
- Transmission mécanique à 3 rapports avant, 1 arrière.
- Système hydraulique haute pression à débit constant.
- Flèche monobloc.
- Equipement chargeur : godet de 1 050 l / 1 500 mm.
- Commandes assistées.
- Capacité de levage à 6 m : 3 400 kg.
- Rampe franchissable : 80 %.

IBH

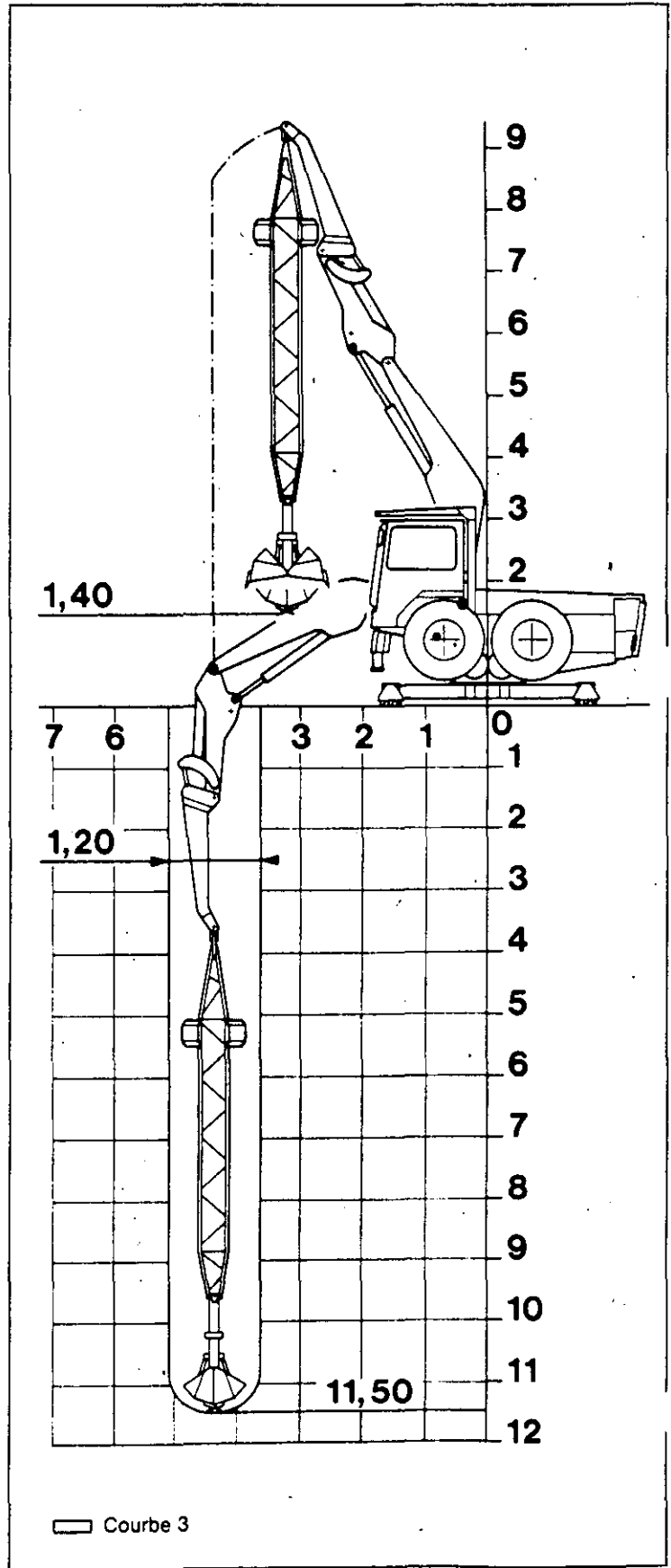
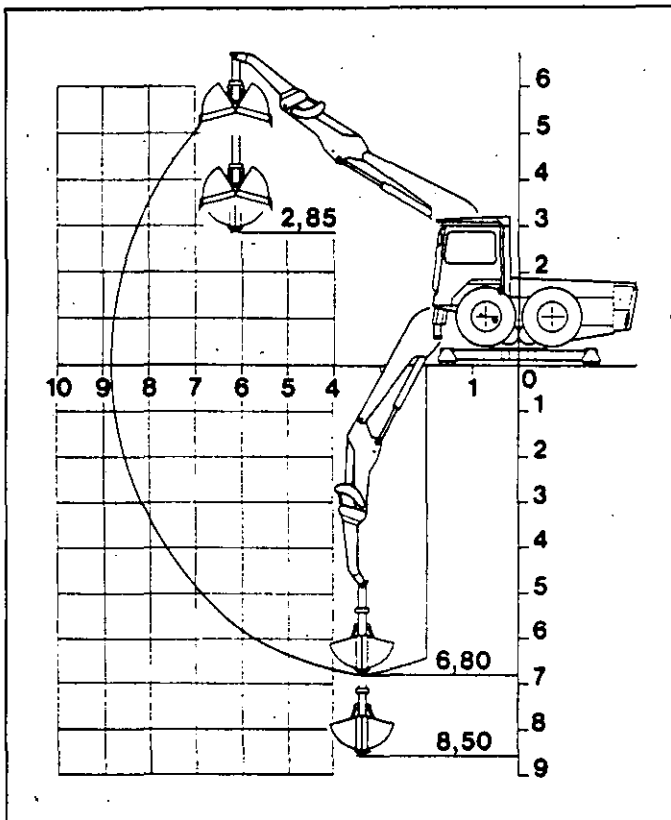
Montage standard

| | | |
|--------------------------|----------|-----------|
| Flèche | Longueur | 4 100 mm |
| | Poids | 1 065 kg |
| Bras | Longueur | 2 100 mm |
| | Poids | 585 kg |
| Fléchette | Longueur | 1 500 mm |
| | Poids | 185 kg |
| Benne | Largeur | 910 mm |
| | Capacité | 510 l |
| | Poids | 635 kg |
| Poids en ordre de marche | 14 C | 12 970 kg |
| | 14 CH | 13 270 kg |

Autre montage

| | | |
|-------------------|----------|----------|
| Rallonge de benne | Longueur | 1 585 mm |
| | Poids | 175 kg |

■ Courbe 1 □ Courbe 2

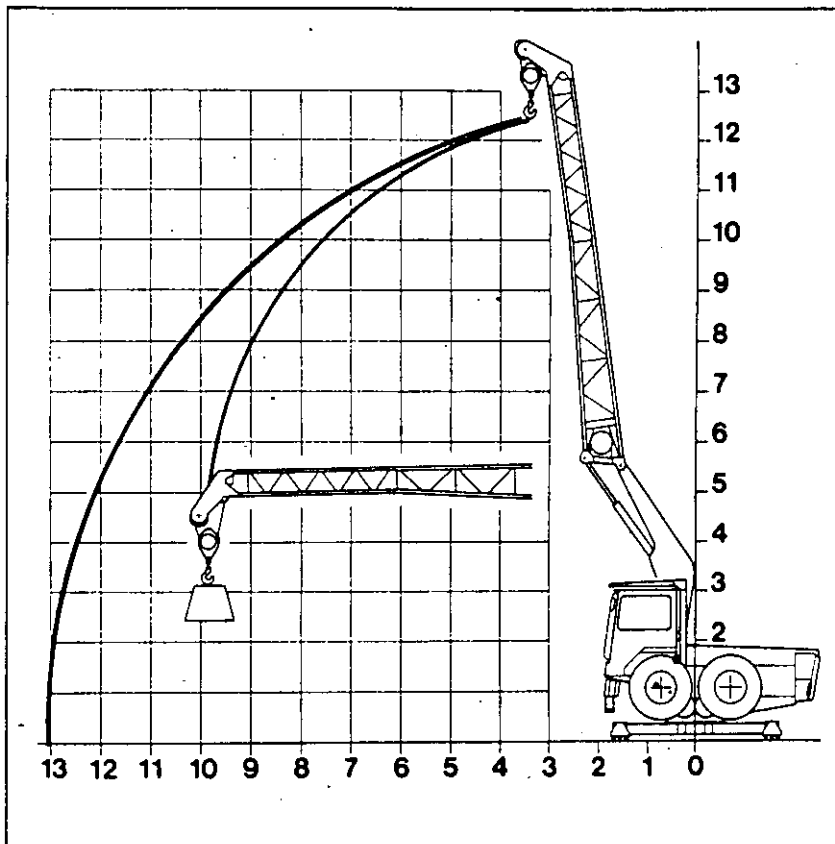


Montage grue monobloc

| | | |
|---------------------------------------|----------|-----------|
| Flèche | Longueur | 4 100 mm |
| | Poids | 1 065 kg |
| Grue treillis avec treuil hydraulique | Longueur | 8 440 mm |
| | Poids | 832 kg |
| Patins manutention (jeu de 4) | | 200 kg |
| Poids en ordre de marche 14 C | | 12 450 kg |
| 14 CH | | 12 750 kg |

Autre montage

Grue treillis en 3 parties (nous consulter).
 Déplacement sur route sans dépose de l'équipement.
 1 t à 15 m.
 4 t à 6 m.



■ Courbe 1

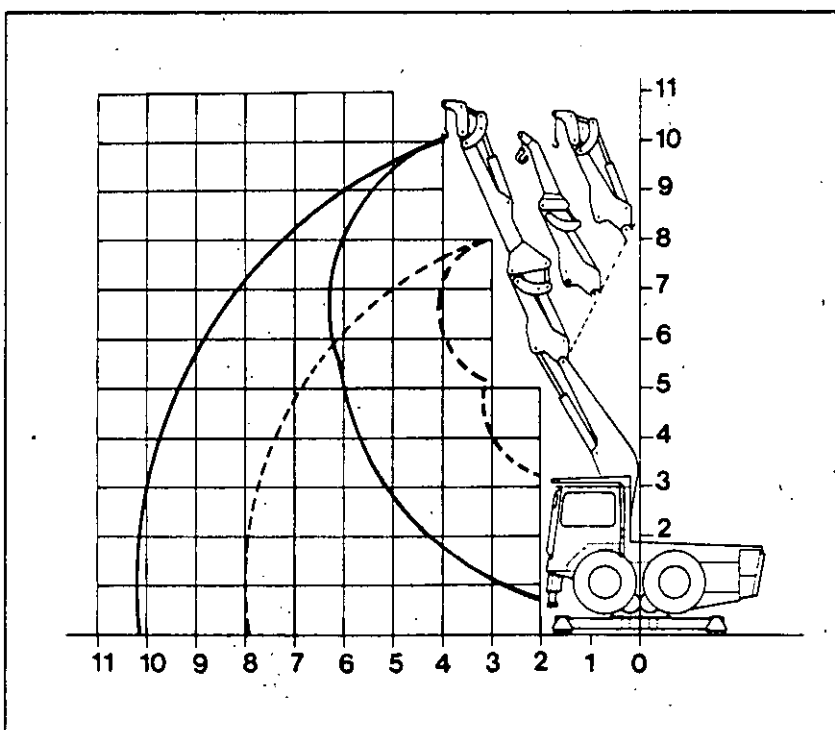
□ Courbe 2 - - - Courbe 3 ■ Courbe 4

Montage standard

| | | |
|-------------------------------|----------|-----------|
| Flèche | Longueur | 4 100 mm |
| | Poids | 1 065 kg |
| Bras | Longueur | 2 100 mm |
| | Poids | 585 kg |
| Crochet | Poids | 64 kg |
| | Force | 4 t |
| Poids en ordre de marche 14 C | | 12 200 kg |
| 14 CH | | 12 500 kg |

Autres montages

Flèche et bras standards avec fléchette
 1 500 mm et crochet.
 Flèche et bras standards avec fléchette
 2 100 mm et crochet.
 Flèche et bras long (3 100 mm) et crochet.

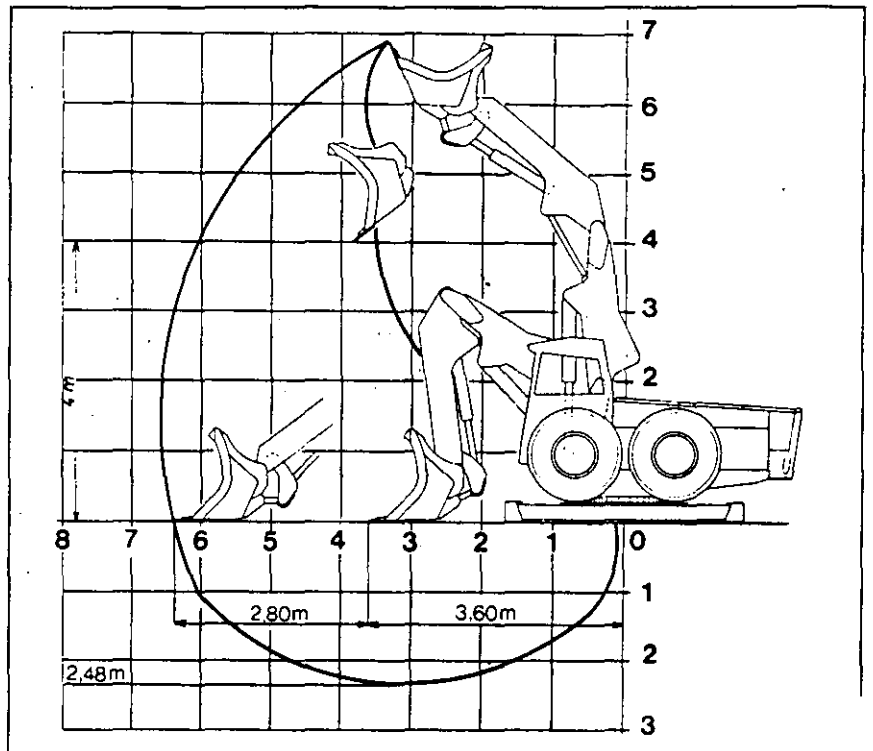


équipement chargeur

14C/CH

Montage standard

| | | |
|------------------------------|-------------|------------|
| Flèche monobloc | Longueur | 2 750 mm |
| | Poids | 1 300 kg |
| Balancier | Longueur | 2 500 mm |
| | Poids | 850 kg |
| Godet carrière | Largeur | 1 500 mm |
| | Capacité | 1 000 l |
| | Poids | 835 kg |
| | Etrave en V | |
| Angle de fermeture du godet | | 155° |
| Force de cavage maximum | | 10 000 daN |
| Force de pénétration maximum | | 16 000 daN |
| Poids en ordre de marche | 14 C | 13 500 kg |
| | 14 CH | 13 800 kg |

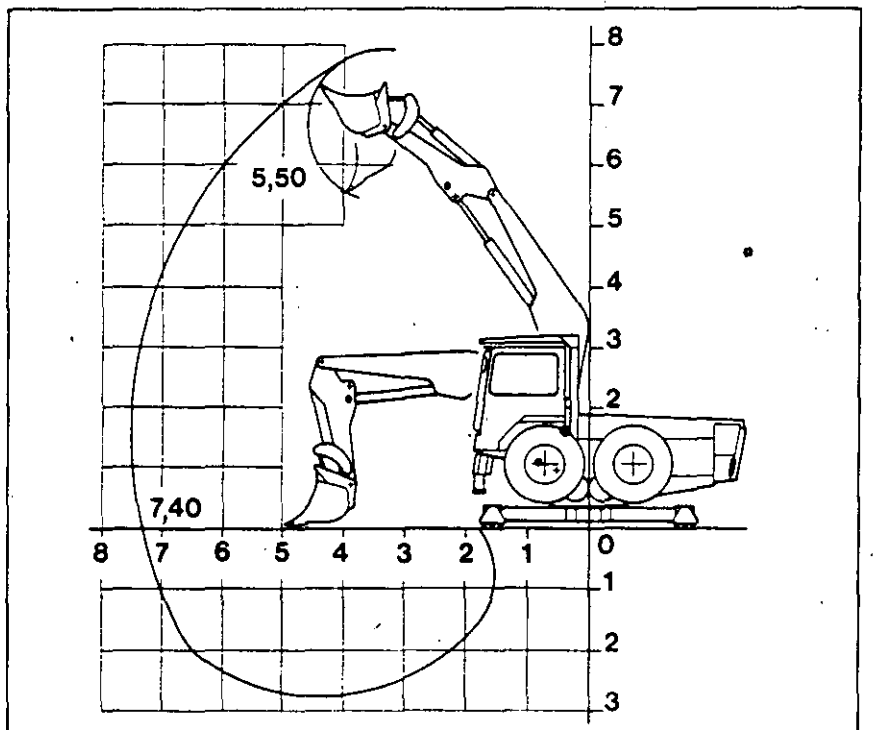


équipement butte

Cet équipement utilise la flèche et le bras standard

Montage standard

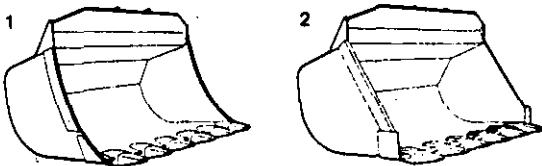
| | | |
|------------------------------|----------|------------|
| Flèche | Longueur | 4 100 mm |
| | Poids | 1 065 kg |
| Bras | Longueur | 2 100 mm |
| | Poids | 585 kg |
| Course horizontale | | 2 400 mm |
| Force de cavage maximum | | 7 600 daN |
| Force de pénétration maximum | | 13 000 daN |
| Poids en ordre de marche | 14 C | 12 600 kg |
| | 14 CH | 12 900 kg |



Autre montage

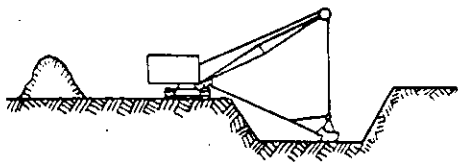
| | |
|-----------------|----------|
| Bras : longueur | 3 100 mm |
| poids | 650 kg |

Godets

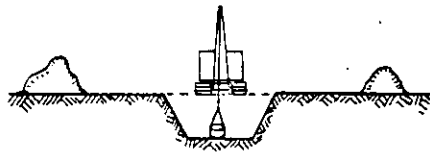


| Type | Largeur (mm) | Capacité (l) | Poids (kg) | Bord d'attaque |
|------------|--------------|--------------|------------|----------------|
| 1 carrière | 1 500 | 780 | 630 | en V |
| 2 reprise | 1 400 | 850 | 395 | droit |
| | 1 500 | 1 040 | 405 | droit |

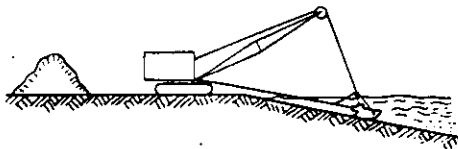
USES OF THE DRAGLINE



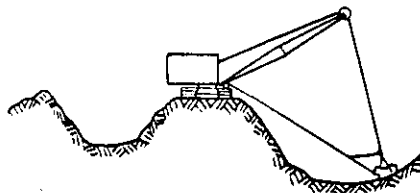
(a) Excavating channels and canals



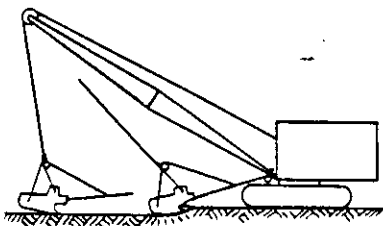
(b) Excavating ditches and trenches



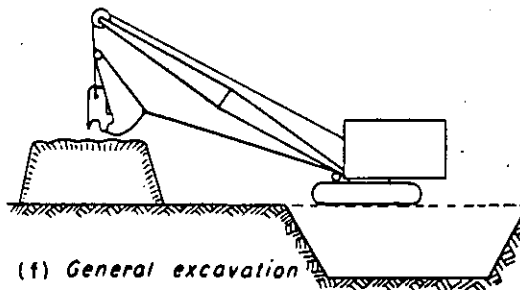
(c) Excavating underwater soils



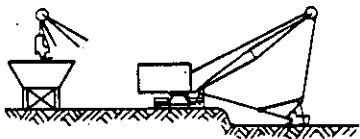
(d) Stripping overburden



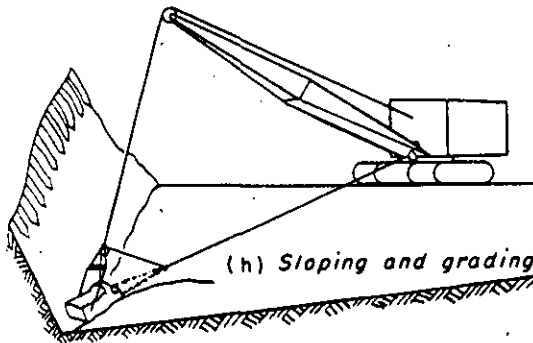
(e) Shallow grading



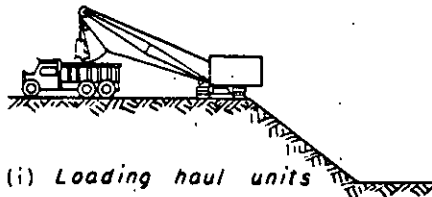
(f) General excavation



(g) Loading into hoppers



(h) Sloping and grading

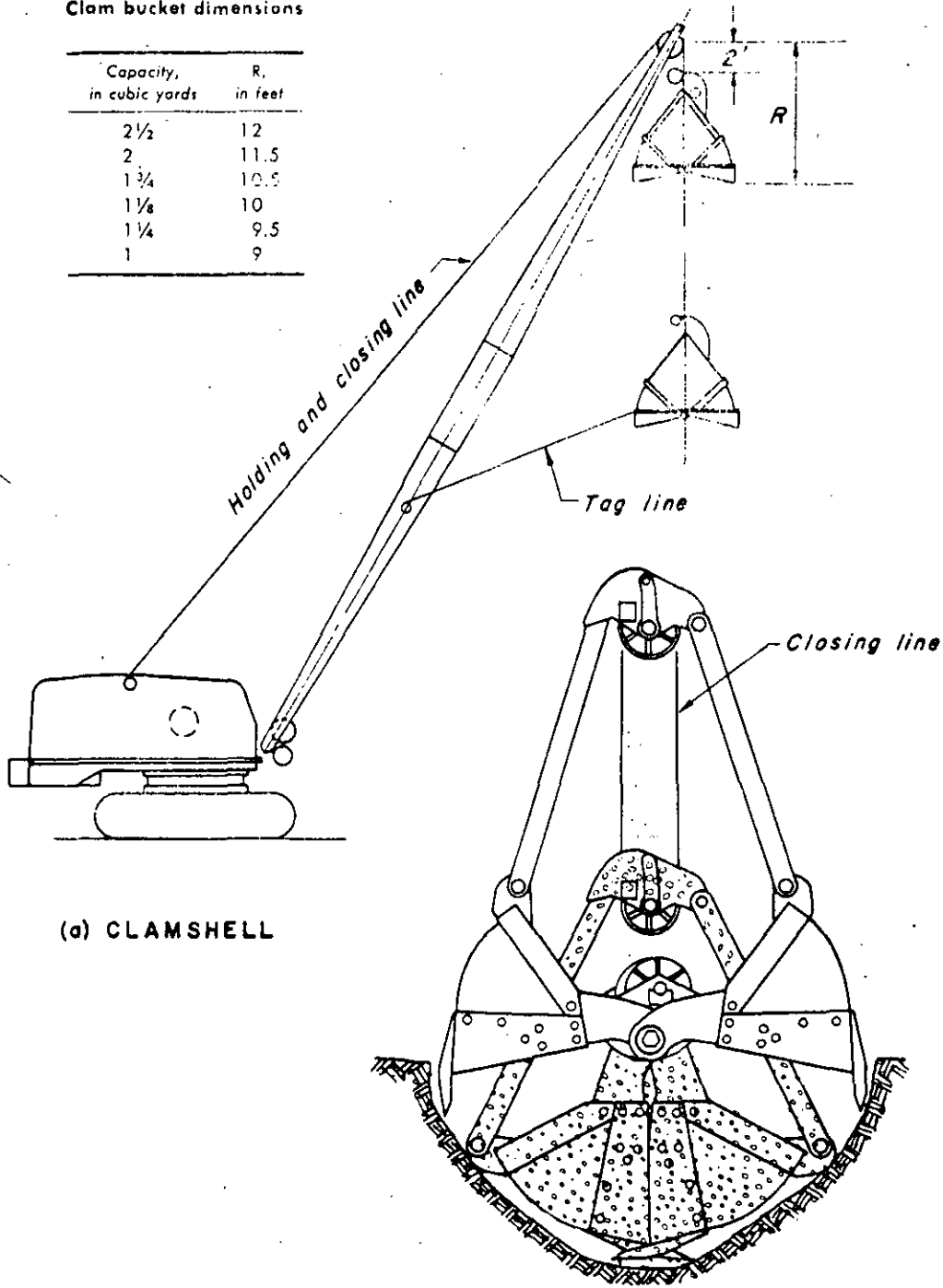


(i) Loading haul units

THE CLAMSHELL AND BUCKET

Clam bucket dimensions

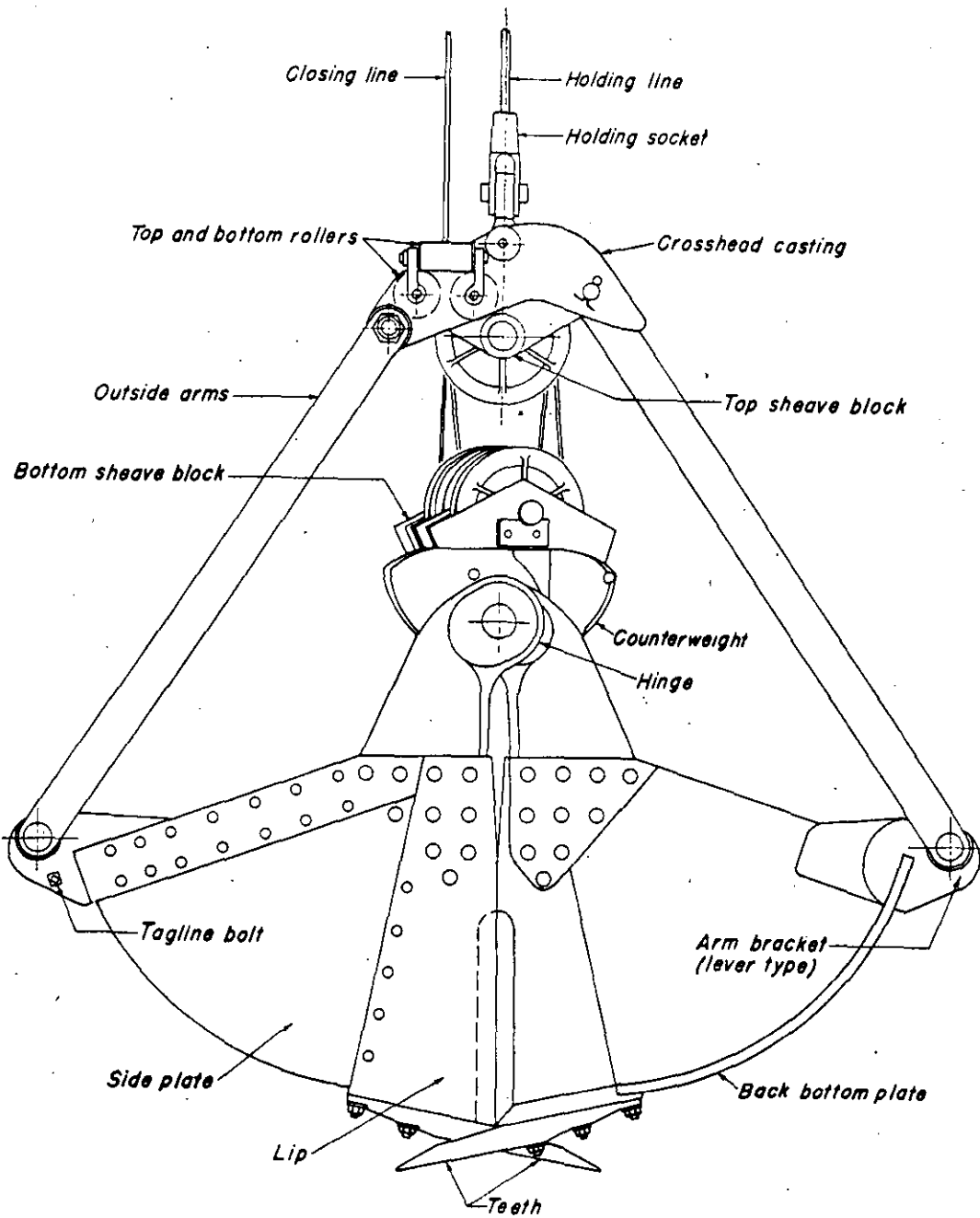
| Capacity, in cubic yards | R, in feet |
|-----------------------------|---------------|
| 2½ | 12 |
| 2 | 11.5 |
| 1¾ | 10.5 |
| 1½ | 10 |
| 1¼ | 9.5 |
| 1 | 9 |



(a) CLAMSHELL

(b) CLAMSHELL BUCKET - DIGGING ACTION

CLAMSHELL BUCKET NOMENCLATURE



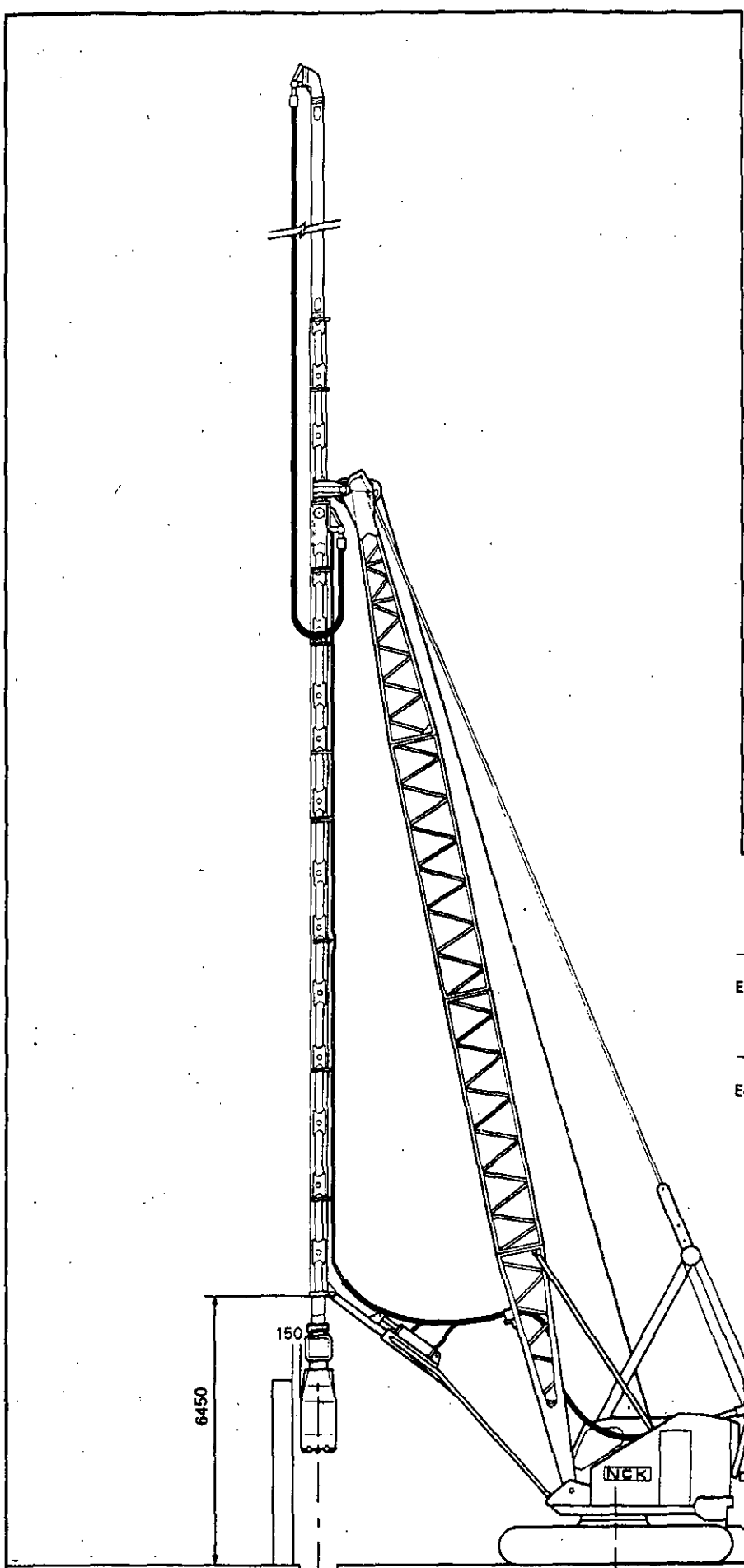
Plant

The Company owns an extensive range of excavation equipment manufactured both in the UK and abroad. Two basic excavation methods are available: the Kelly-mounted hydraulic grab and the rope suspended grab.

The Kelly hydraulic grab equipment is mounted on either an NCK Andes or Pennine crane, depending upon wall width and Kelly bar height to suit maximum trench depth 10 metres to 36 metres. This equipment will excavate walls within 150mm clearance of existing structures.

Rope suspended grabs are mounted on similar cranes but without the Kelly bar and are on occasions used in conjunction with a guide box mounted on the grab.

Kelly grab crane mounted with basic dimensions



| | Grab dimensions | | |
|--------------------|-----------------|---------------|----------------------|
| | Width of trench | Length of cut | Maximum depth of dig |
| B.S.P. Equipment | 500 | 1880 | 24000 |
| | 600 | 1880 | |
| | 800 | 1880 | |
| | 1000 | 2135 | |
| Soji-Mac Equipment | 600 | 2500 | 36000 |
| | 800 | 2500 | |
| | 1000 | 2500 | |

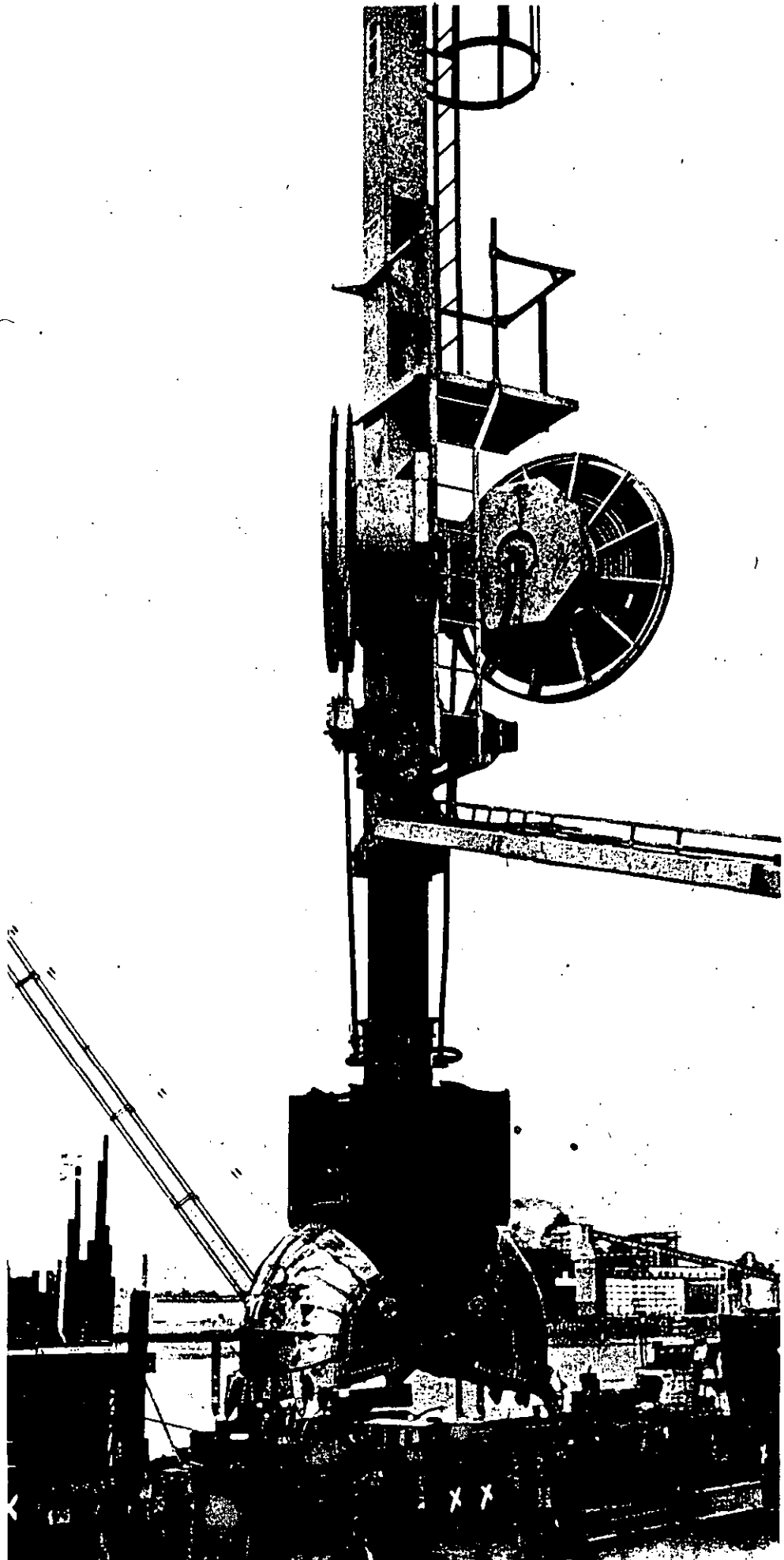
Trencha rig

The Trencha Rig has been developed to excavate diaphragm walls at high speed. Production rates in excess of 100 sq. m. (1100 sq. ft.) have been obtained, working at an average rate of 30 cycles per hour during an 8 hour shift.

The long kelly bar telescopes through the kelly guide to enable the depth of excavation to be much greater than the length of the crane boom. The kelly is operated by the crane single hoist line thereby giving a fast cycle time. The kelly guide is attached to the crane boom head and to the boom foot, the latter connection being by a telescopic stay which allows immediate adjustment to be made. This ensures that the guide and the kelly are maintained in the vertical position. This adjustment facility together with the continuous support given to the kelly by the long kelly guide enables the diaphragm wall to be excavated to an accurate degree of verticality.

The hydraulic power pack, which is mounted on the rear of the crane, provides the power to operate the stay and the hydraulic Trencha grab.

Trencha Rigs can be attached to most makes of crane with a suitable specification. The modifications to the crane are minimal and the mounting and dismantling can be carried out without difficulty and delay. Access ladders and ladders are provided to service the rig.



| | T25 | T35 |
|---|---|---------------------|
| Trench depth | D 25m (82ft) | 35m (115ft) |
| Trench width | W | Up to 1220mm (48in) |
| Height of Rig from ground Level | A 21.74m (71ft 4in) | 26.62m (87ft 4in) |
| Grab ground clearance in dump position | B | 2m (6ft 8in) |
| Nom. working radius | C 5.87m (19ft 3in) | 6.4m (21ft) |
| Wt. of front end equipment (excl. grab) | 9125kg (20100lb) | 10450kg (23050lb) |
| Wt. of power pack (rear mounted) | | 1270kg (2800lb) |
| Engine horsepower | | 90 b.h.p. max. |
| Pump delivery | 151 litre/min (33.3 g.p.m.) – Can be increased to 189 litre/min (41.6 g.p.m.) | |

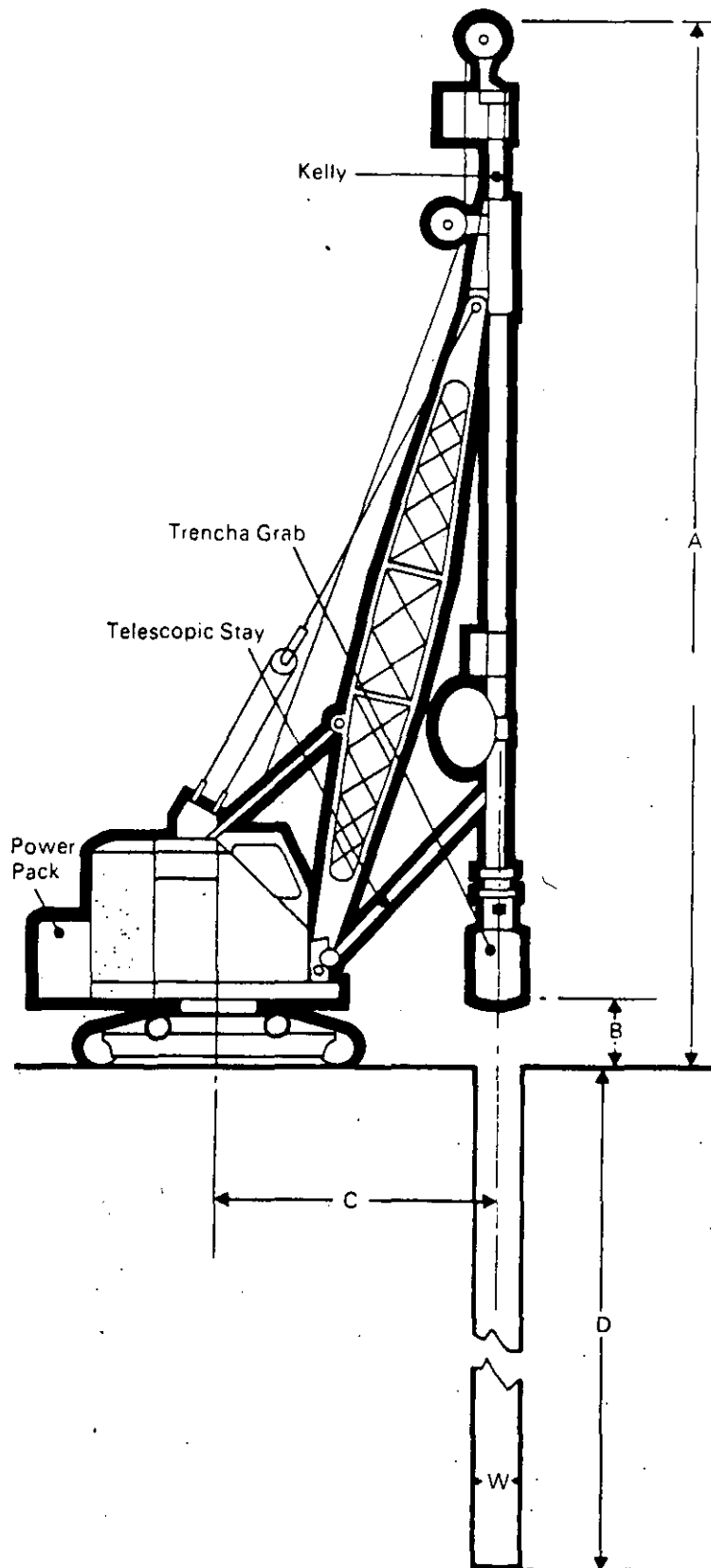
Crane Requirements

| Boom length | 15.0/16.0m (50ft) | 19.5/21.5m (64/70ft) |
|--|-------------------|--------------------------------------|
| Load rating (not greater than 75% of tipping load) at 6.1m (20ft) radius | 11000kg (24200lb) | 760mm grab (30in) 13000kg (28600lb) |
| | 13500kg (29700lb) | 1220mm grab (48in) 15300kg (33700lb) |
| Single line pull | 8530kg (18800lb) | 760mm grab (30in) 9500kg (21000lb) |
| | 11400kg (25100lb) | 1220mm grab (48in) 12350kg (27200lb) |

Note

The above figures will give an indication of crane suitability but specific cranes should be referred to our technical department for confirmation.

Crane may require assistance during erection.



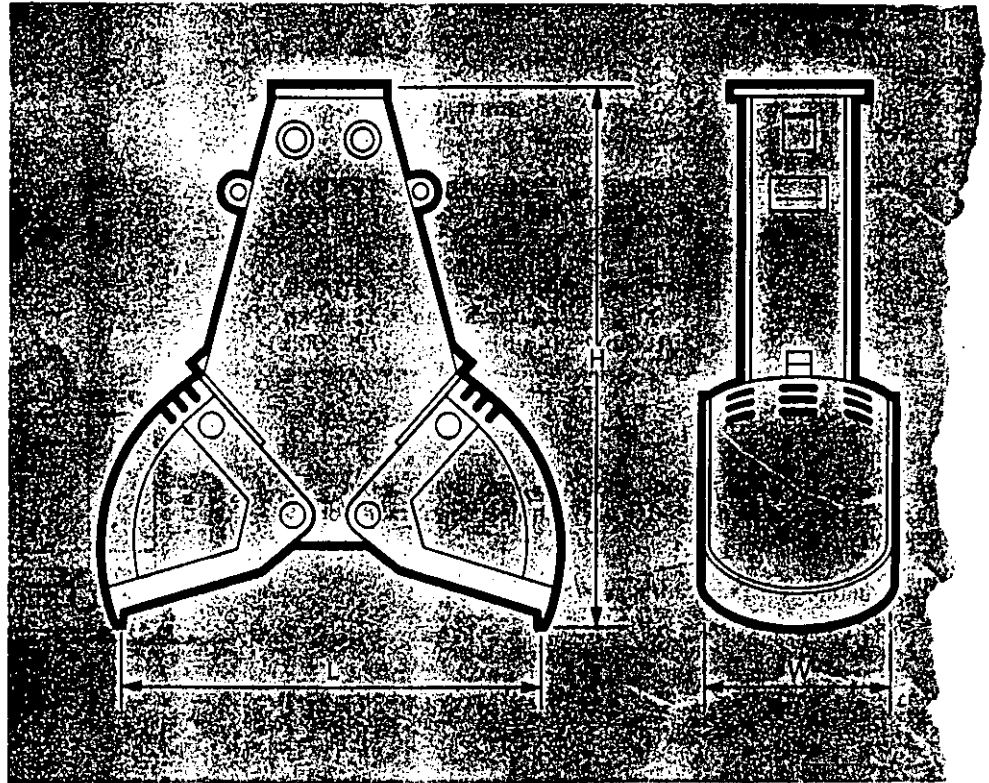
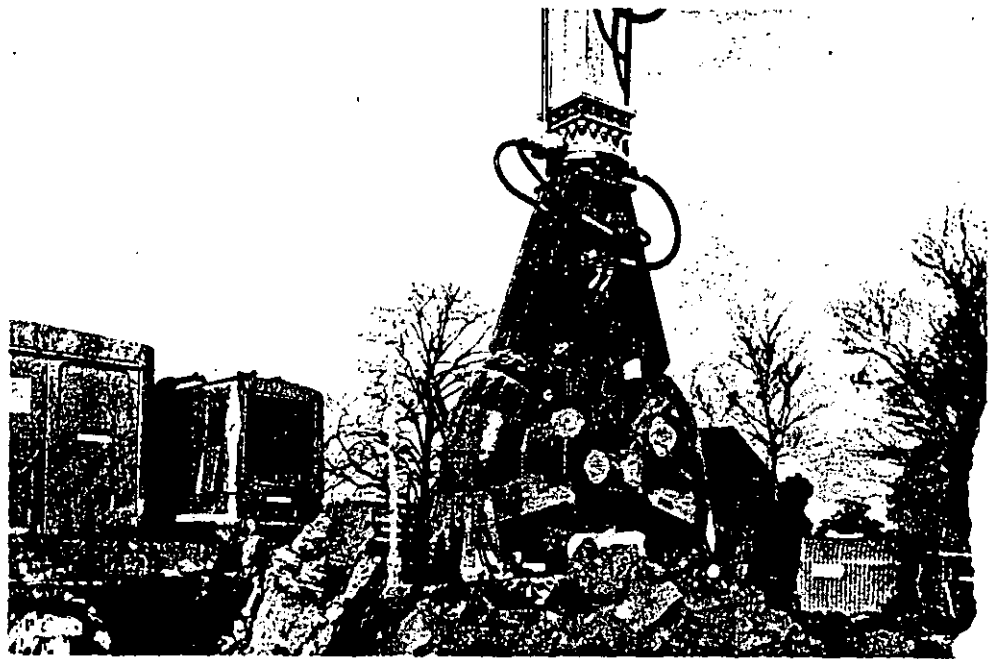
Trencha grab for Diaphragm walls

The hydraulically operated Trencha Grab is designed to ensure that the maximum digging efficiency is obtained without using excessive power or having disproportionate weights.

The shock loads which are inevitable when operating the grab are absorbed through the main structure but are isolated from the hydraulic rams.

By alteration of the flange connection between the grab body and the Kelly the grab can be positioned in different positions relative to the rig, each position varying by 30°. There are two Trencha Grab bodies available one which is suitable for jaws in the 520 mm (20 in) to 760mm (30 in) size and the other for jaws 915mm (36 in) and 1220mm (48 in) size. Both grabs can be used with all models of Trencha Rig.

The jaws can be changed in the field in minutes by normal site personnel. The spoil is discharged instantly from the jaws by patented ejectors.



Specification

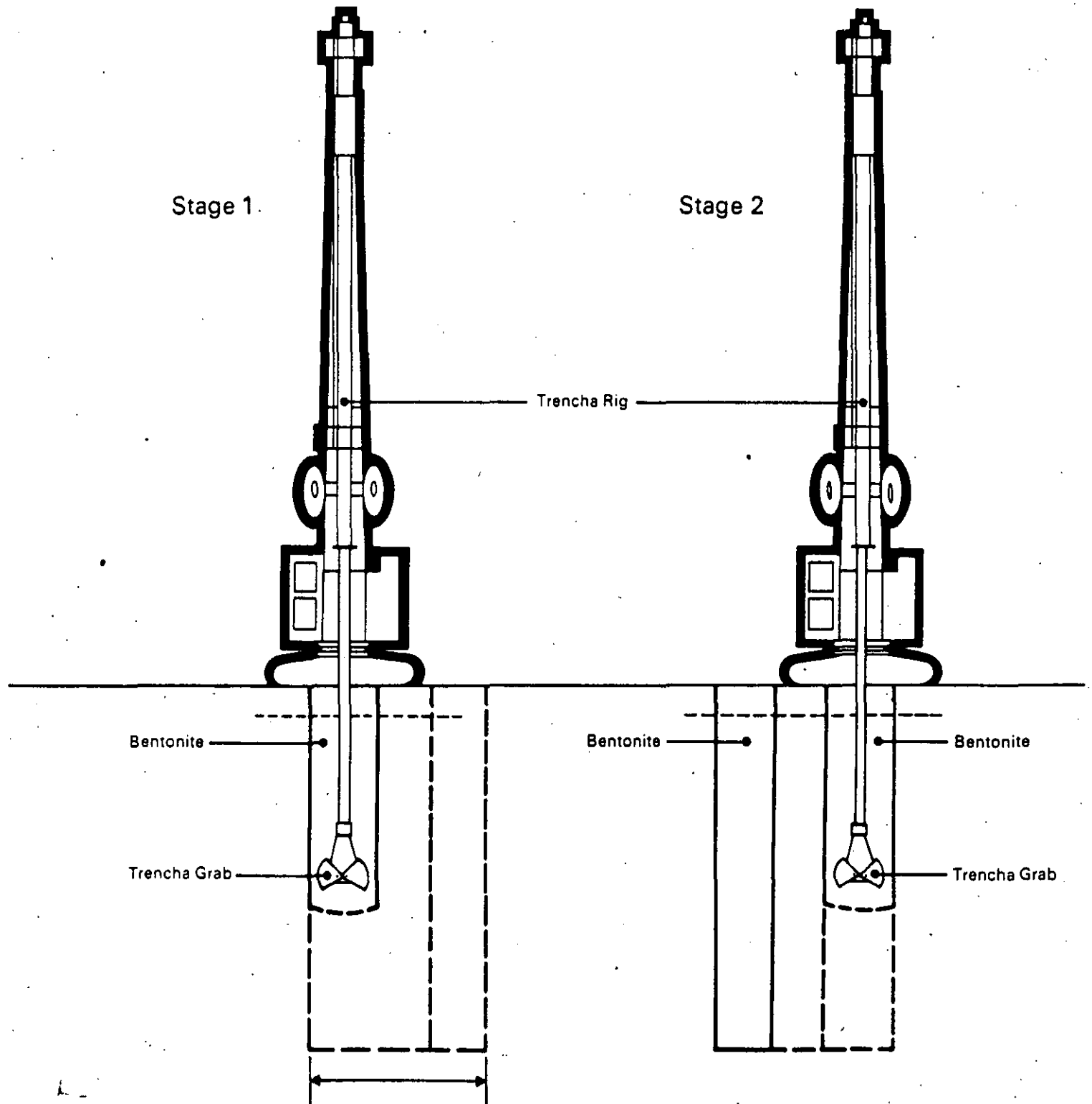
| Size | 20 | 24 | 30 | 36 | 48 |
|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Weight Grab & Jaws | 1800kg (3970lb) | 1900kg (4190lb) | 2050kg (4520lb) | 3120kg (6880lb) | 3300kg (7260lb) |
| Height H | 2600mm (102in) | 2600mm (102in) | 2600mm (102in) | 2600mm (102in) | 2600mm (102in) |
| Length L | 1880mm (70in) | 1880mm (70in) | 1880mm (70in) | 2135mm (84in) | 2135mm (84in) |
| Width W | 510mm (20in) | 610mm (24in) | 760mm (30in) | 915mm (36in) | 1220mm (48in) |
| Approx. Capacity | 0.6 cu.m (20 cu.ft.) | 0.7 cu.m (24 cu.ft.) | 0.9 cu.m (30 cu.ft.) | 1.0 cu.m (36 cu.ft.) | 1.4 cu.m (45 cu.ft.) |

The use of diaphragm walls in civil engineering is growing continuously. Their economic use for both temporary and permanent works associated with retaining walls and foundations is finding increased application in the construction of underground systems, quay walls, cofferdams, shafts, dam cutoffs etc.

The general method of construction is to excavate a deep narrow trench in the ground, the spoil being replaced during excavation by a bentonite suspension which stabilises the walls of the trench and prevents the walls from caving in. Excavation is continued until the required depth is reached, the trench wall stability is retained by ensuring that the excavation is kept filled with the bentonite suspension. The bentonite suspension is then replaced by reinforced or mass concrete, dependent upon the application, and a cast-in-situ separating wall or diaphragm is formed.

The diagrams and notes below illustrate a system of forming a diaphragm wall by the construction of panels using a Trencha Rig and Grab.

A panel length is equal to three times the length of the open Trencha grab jaws.



(1) One end of the panel is excavated to full depth.

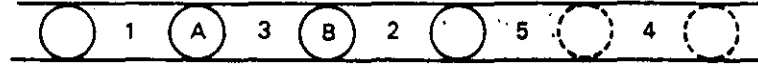
(2) The opposite end of the panel is excavated to full depth.

(3) Finally the centre of the panel is excavated to full depth. The panel is now completely excavated and full of bentonite suspension.

(4) Stop-end pipes are placed in position at each end of the panel and, if required, the reinforcement cage placed in position. The concrete is then placed continuously using a tremie pipe and the stop-end pipes removed leaving the completed panel.

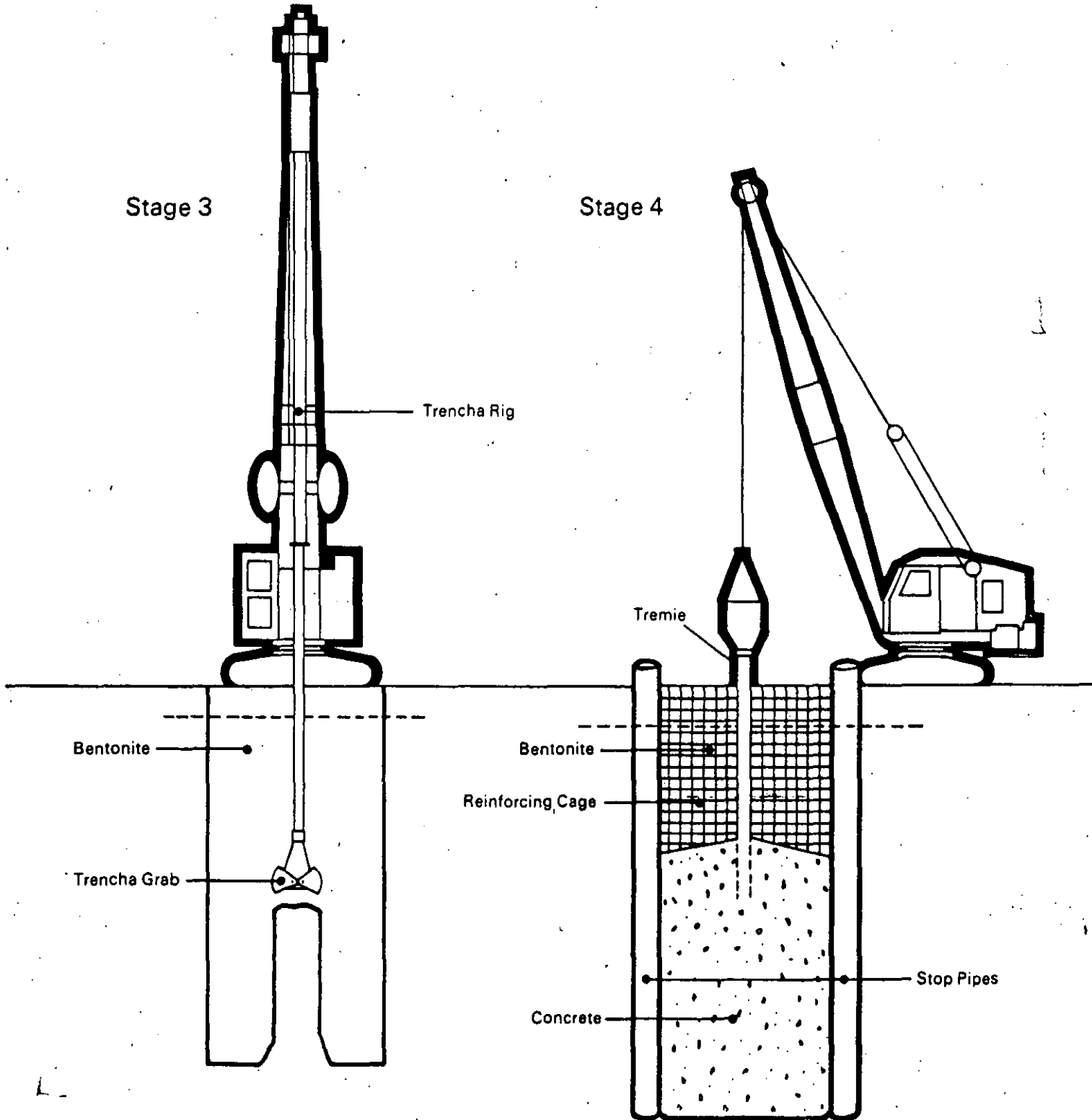
The panels forming the diaphragm wall are generally constructed in the order as shown in the diagram below.

Panel 3 is keyed between panels 1 and 2 in the socket formed by the removal of the stop end pipes A and B. This procedure is continued until the wall is completed.

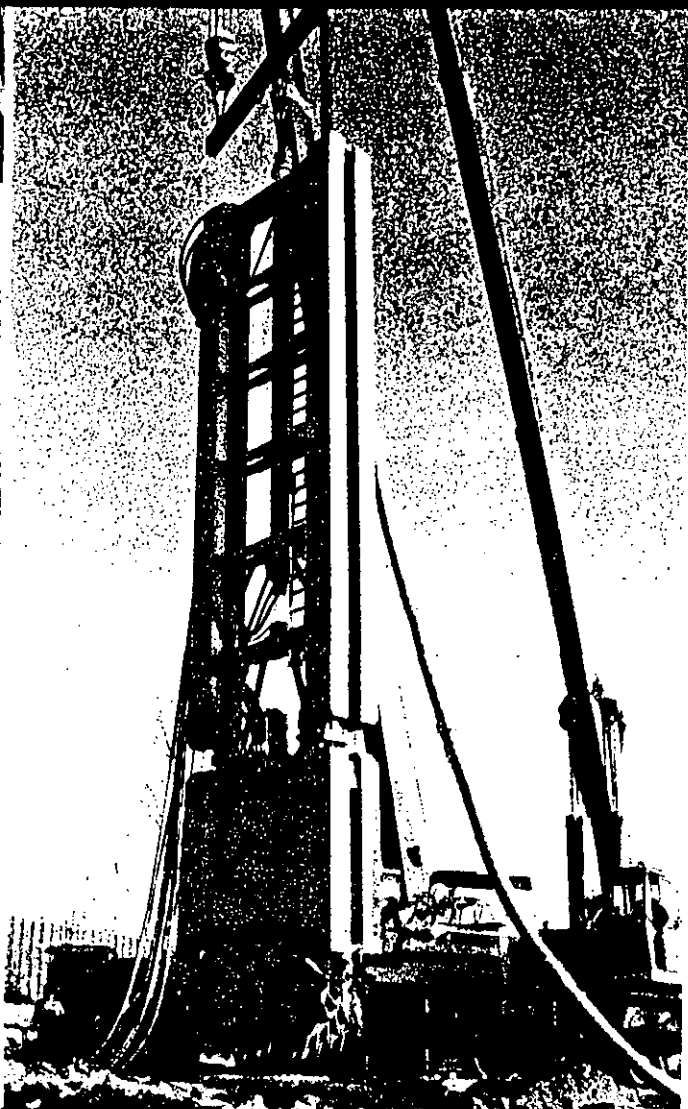
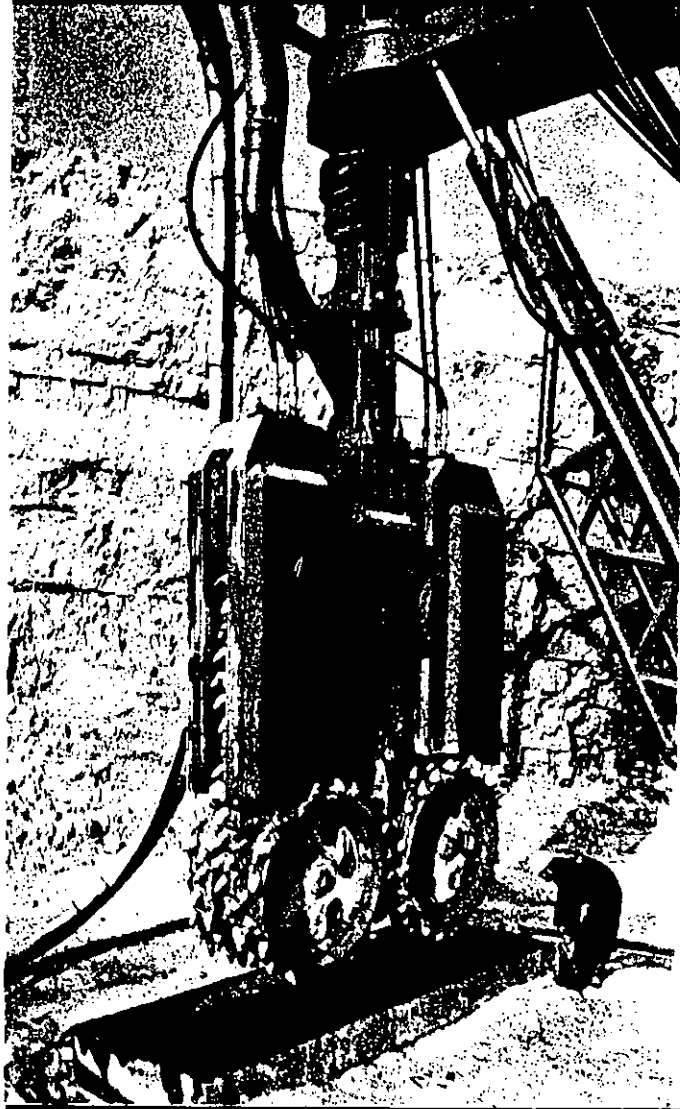


Stage 3

Stage 4



foundation equipment



The experience from job sites.

Since 20 years 90% of the equipment and of the technology of Casagrande is exported everywhere in the world.

Mill K3

Equipment suitable for the excavation of diaphragm wall in hard soil conditions.

Two versions with Kelly guide or long guide are available.

Tested in different soil conditions has guaranteed always productivity and perfect execution of the diaphragm wall.



casagrande

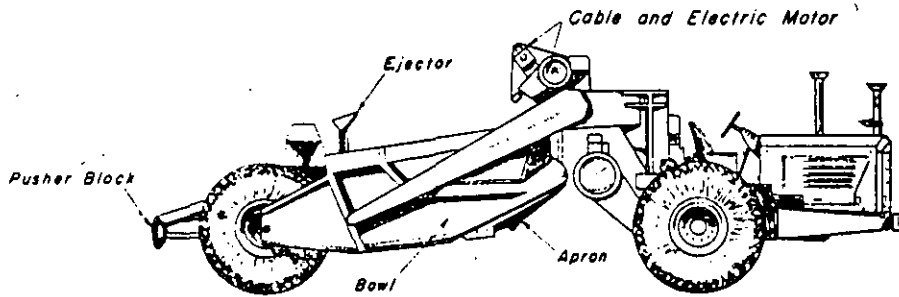
casagrande s.p.a.
viale venezia, 97
33074 fontanafredda (pn) italia
telefoni (0434) 99316-7-8-9
telex 450073 casag i

**CONMACO
INC.**

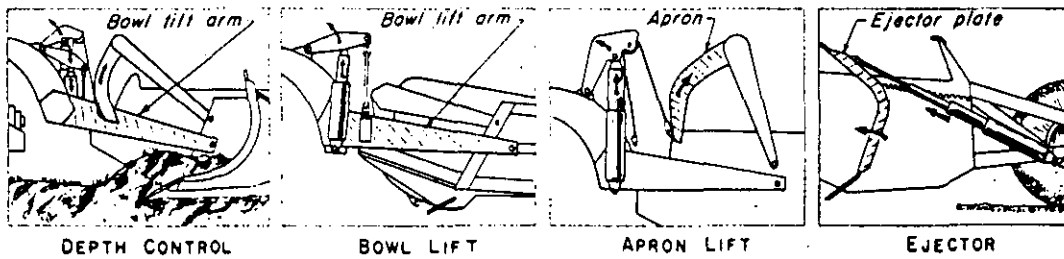
Call or write for
addition information

P.O. Box 5097
820 Kansas Avenue
Kansas City, KS 66119
913 - 371 - 3930

SCRAPER CHARACTERISTICS



(a) CABLE OPERATED SELF-PROPELLED SCRAPER.



(b) DETAILS OF HYDRAULICALLY OPERATED SCRAPER

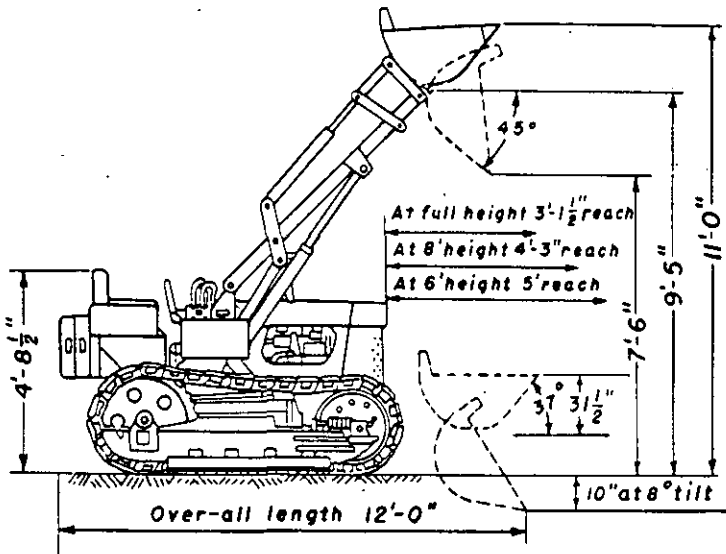
Self-propelled scrapers

| Manufacturer | Model No. | Struck capacity, in cu yd | Heaped capacity, in cu yd | Tons capacity | Shipping weight, in lb | Scraper control | Width of turn, in in. | Max travel speeds — top gear, in mph |
|-------------------------|-----------|---------------------------|---------------------------|---------------|------------------------|-----------------|-----------------------|--------------------------------------|
| Seaman-Gunnison | 650-5 | 5 | 6 | 7 | 16,300 | Hydraulic | 264 | 20.5 |
| Euclid | S-7 | 7 | 9 | 10.5 | 26,500 | Hydraulic | 336 | 22.0 |
| Michigan | 110 | 8 | 10.5 | 13 | 28,000 | Hydraulic | 340 | 31 |
| Allis-Chalmers | TS-260 | 11 | 14 | 18 | 44,800 | Hydraulic | 371 | 28 |
| Caterpillar | 442 | 14 | 18 | 21 | 47,150 | Cable | 360 | 20 |
| Euclid | SS-18 | 18 | 25 | 27.5 | 56,000 | Hydraulic | 496 | 21.5 |
| Curtis-Wright | CW-220 | 20 | 27 | 31 | 69,000 | Cable | 438 | 34.4 |
| LeTourneau Westinghouse | B | 21 | 28 | 32.5 | 69,400 | Electric | 478 | 28.6 |
| International Harvester | 295 | 24 | 31 | 36 | 70,950 | Cable | 456 | 30.5 |

Tractor-drawn scrapers

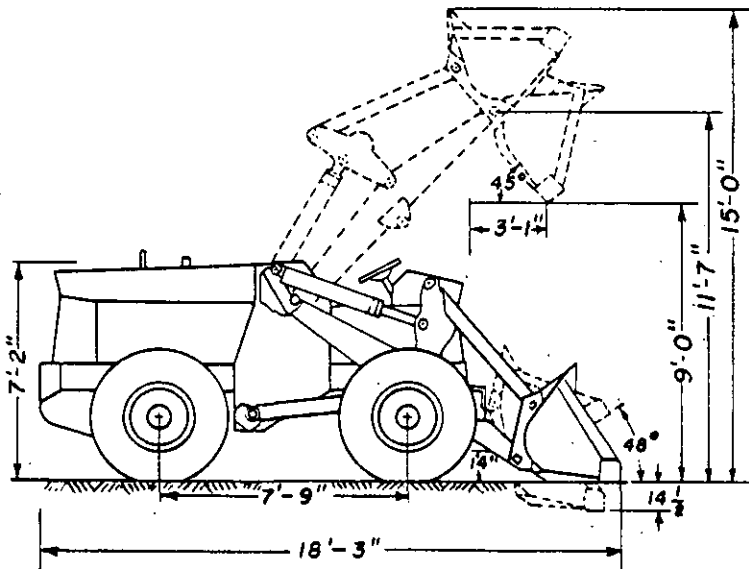
| Manufacturer | Model No. | Struck capacity, in cu yd | Heaped capacity, in cu yd | Tons capacity | Shipping weight, in lb | Scraper control | Width of turn, in in. | Minimum tractor DBHP, in tons |
|-------------------------|-----------|---------------------------|---------------------------|---------------|------------------------|-----------------|-----------------------|-------------------------------|
| Oliver | ST-530 | 2.5 | 3.0 | 4 | 4,600 | Hydraulic | 186 | 30 |
| Allis-Chalmers | 44 | 4 | 5.5 | 6.5 | 6,600 | Hydraulic | 237 | 40 |
| BE-ge | ST-769 | 5.3 | 6.7 | 7.6 | 8,500 | Hydraulic | 228 | 50 |
| Ateco | H-99 | 8 | 10 | 11 | 12,500 | Hydraulic | 252 | 60 |
| Allied | KS-1000 | 10 | 13 | 14 | 20,600 | Cable | 228 | 100 |
| LeTourneau Westinghouse | CT | 12.2 | 18 | 20 | 25,100 | Cable | 378 | 110 |
| International Harvester | 4S-85 | 16 | 20 | 27.5 | 34,400 | Cable | 396 | 130 |
| Caterpillar | 463 | 22 | 28 | 33 | 34,800 | Cable | 348 | 180 |
| Curtis-Wright | CWT-26 | 26 | 33 | 36.5 | 51,000 | Cable | 424 | 190 |

FRONT-END LOADER DETAILS



Bucket capacity 3/8 cu yd
 Width of bucket 4 ft 9 1/2 in.
 Lifting time 6.0 sec
 Lowering time 4.5 sec
 Oliver model OC-46

CRAWLER - MOUNTED TRACTOR - SHOVEL

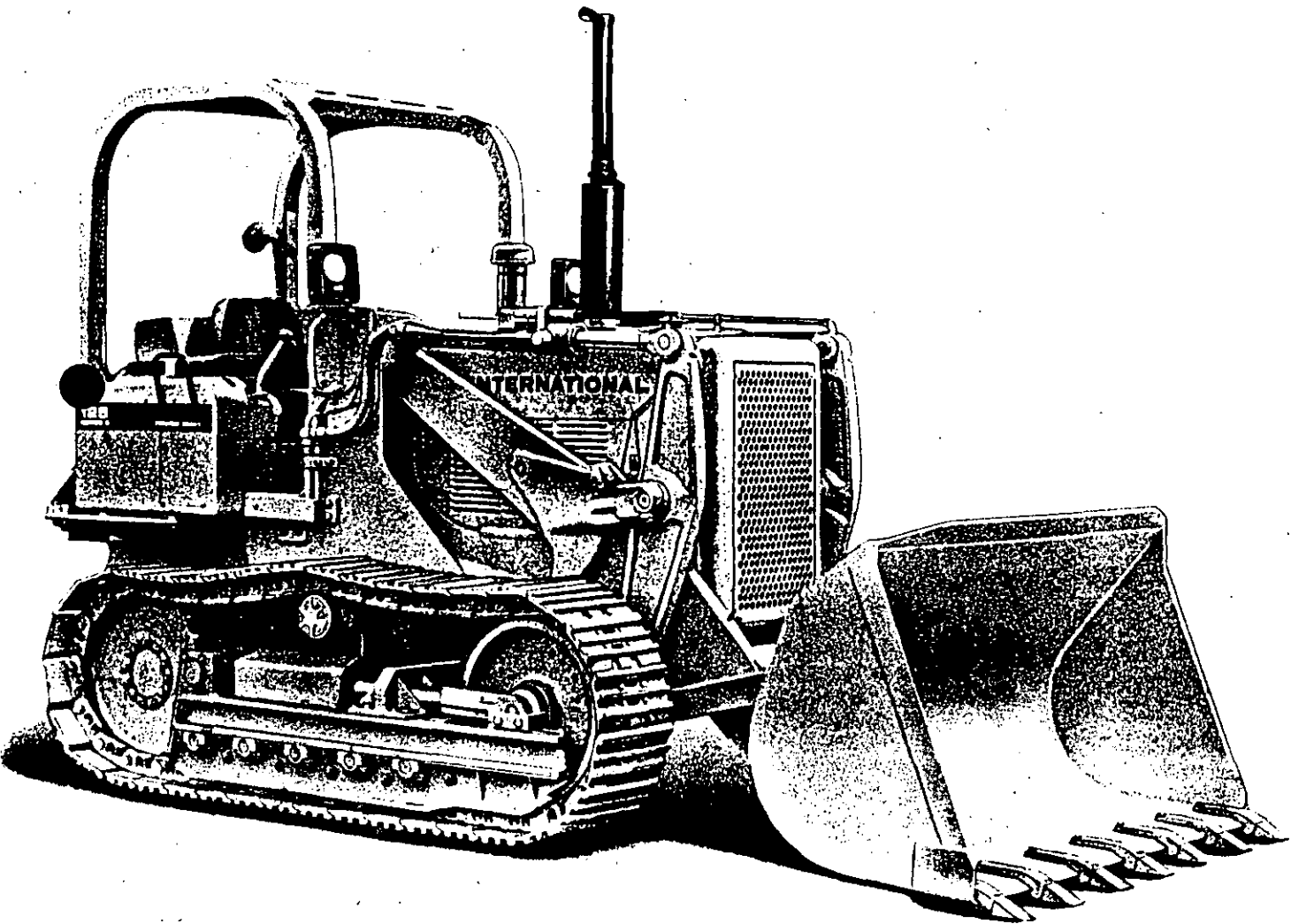


Bucket capacity 2 cu yd
 Width of bucket 7 ft 4 in.
 Lifting time 8.5 sec
 Lowering time 6.0 sec
 Tractomotive model TL-20D

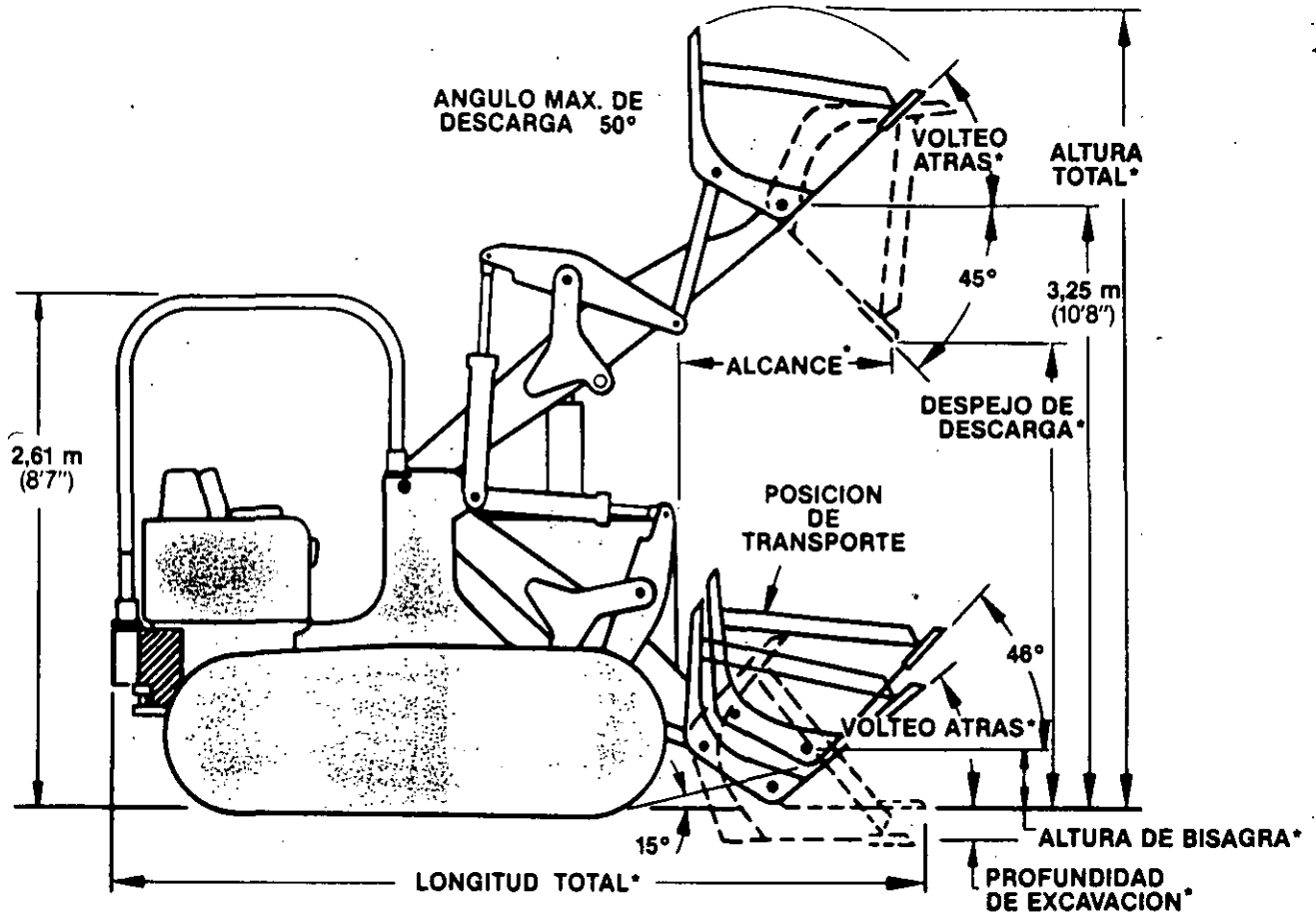
WHEEL - MOUNTED TRACTOR - SHOVEL

125E

Cargador de Carriles Especificaciones



INTERNATIONAL®



* LAS DIMENSIONES VARIAN SEGUN EL TAMAÑO DEL CUCHARON -
CONSULTESE EL CUADRO QUE SIGUE

| CUCHARONES | Uso General | Multi-Propósito |
|---|-------------|-----------------|
| Capacidad nominal, m ³ | 1,05 | 0,96 |
| Capacidad al ras, m ³ | 0,86 | 0,84 |
| Borde de ataque, tipo | Recto | Recto |
| Ancho, m | 1,82 | 1,89 |
| Dientes opcionales | 6 | 6 |
| Despejo de descarga a máx. levante y 45° de descarga, m | 2,62 | 2,56 |
| Alcance a 45° ángulo de descarga y despejo de 2,13 m, m | 1,28 | 1,38 |
| Alcance a levante total y 45° de descarga, m | 0,94 | 1,06 |
| Profundidad de excavación, mm | 94 | 173 |
| Volteo atrás del cucharón a línea del suelo | 38,5° | 41,5° |
| Volteo atrás del cucharón a altura de descarga máx. | 53° | 56° |
| Altura de la bisagra en posición de transporte, m | 0,38 | 0,35 |
| Longitud total, m | 4,17 | 4,37 |
| Altura total, m | 4,37 | 5,03 |
| Carga estática, kg | 6131 | 5861 |
| Fuerza de excavación o rotura, kN | 83,9 | 71,8 |
| Peso de operación sin aditamentos, kg | 9054 | 9632 |

EQUIPO STANDARD:

Ajustes del carril hidráulico
 Alternador, 12V, 22 amperios
 Arranque de éter
 Asiento de lujo almohadado con alto respaldo y posabrazos
 Batería de arranque frío
 Bocina eléctrica de alarma
 Caja de herramientas
 Cobertizo contravuelcos (ROPS - SAE J1040B) con cinturón de seguridad
 Contrapeso con barra de tiro de 560 kg para cucharón de uso general, de 782 kg para cucharón multi-propósito
 Corazón del radiador blindado
 Cucharón de uso general o multi-propósito con posicionador y nivelador automático a excavación
 Decelerador
 Depurador de aire, tipo seco con indicador de servicio
 Dientes del cucharón con puntas std. reemplazables
 Luces - 2 delanteras, 1 trasera y 1 en tablero

Horómetro eléctrico
 Protección - cárter con manija, talbero de instrumentos, luces, radiador, rueda dentada, rodillo del carril con guía, transmisión
 Protección anti-vandalismo, incluye tapones y candados para tubo de escape, tanque de combustible, tanque de fluido hidráulico, tablero, puerta de acceso al capó caja de batería y manómetro del nivel del aceite de bastidor trasero principal
 Puertas laterales del capó
 Silenciador
 Sistema hidráulico - 110,7 L/min; 2 válvulas y 1 palanca (para cucharón de uso general); 3 válvulas y 2 palancas (para cucharón multi-propósito); tubería hidráulica (para cucharón multi-propósito)
 Tamiz para el combustible
 Ventilador soplador
 Zapatas del carril de 355,6 mm, 3 agarrederas

Cargador de Carriles

ADITAMENTOS OPCIONALES: (Lista parcial)

| | |
|---------------------------|--------------------------------------|
| Acumulador | Equipo para protector |
| Cabrestante Gearmatic 19 | contravuelcos (ROPS) |
| Polea, 3 rodillos | Malla trasera |
| y montaje | Escarifador delantero |
| Cabria transportadora de | Escarificador 397 |
| truncos, modelo 78. | de 3 dientes |
| Contrapeso, montado en el | Retroexcavador 3142A |
| escarificador | Cucharón de 0,17 m ³ para |
| Equipo hidráulico | trabajo pesado con |
| Configuración opcional | dientes reemplazables - |
| de válvulas | 610 mm |
| | Ventilador reversible |

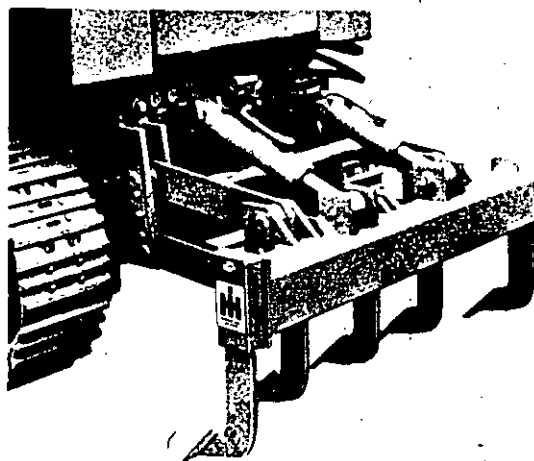
CABRESTANTE GEARMATIC 19

| | |
|----------------------------------|---------------------------|
| Mando | Mecánico |
| Control | Totalmente hidráulico |
| Tamaño del tambor de cable: | |
| Diámetro del tambor, mm | 216 |
| Capacidad del tambor de cable, m | |
| 12,7 mm | 110,95 |
| 14,3 mm | 88,39 |
| 15,9 mm | 73,15 |
| 19,1 mm | 51,51 |
| Control del tambor: | |
| Embrague | Fricción con bobina libre |
| Freno | Normalmente acoplado |
| Rotación del tambor | Encima del tambor |
| Máximo tiro en línea: | |
| Tambor descubierto, kg | 12866 |
| Tambor completo, kg | 7924 |
| Velocidad de línea - sin carga | |
| Tambor descubierto, m/min | 57,91 |
| Tambor completo, m/min | 96,01 |

RETROEXCAVADOR 3142A

(Las especificaciones se basan en cucharón de 610 mm 0,17 m³).

| | |
|---|------|
| Profundidad de excavación máxima, m | 4,39 |
| Arco de giro | 180° |
| Alcance desde pivote de giro, m | 5,51 |
| Altura de transporte, m | 3,94 |
| Altura de carga, m | 3,89 |
| Rotación del cucharón | 178° |
| * Fuerza máxima de excavación - cucharón, kN | 42,3 |
| * Fuerza máxima de excavación - | |
| cilindro del vástago, kN | 25,5 |
| * Basado en 14,5 MPa a velocidad del motor nominal. | |



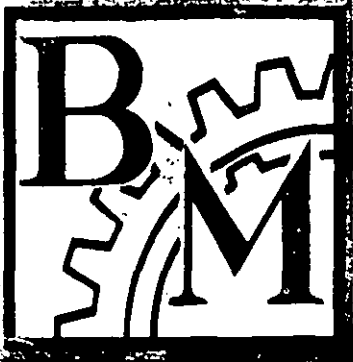
ESCARIFICADOR 397

| | |
|--|---------------|
| Ancho total, m | 1,44 |
| Cilindros hidráulicos (2) de acción doble | |
| Diámetro y carrera, mm | 76 x 172 |
| Número estándar de dientes (con disposición para 5) .. | 3 |
| Espaciamiento para 5 dientes, mm | 343 |
| Puntas del escarificador | Reemplazables |
| Longitud (punto más trasero hasta línea | |
| central de la rueda dentada), m | 1,09 |
| Peso aproximado (incluye hidráulicos), kg | 499 |



CONSTRUCTION EQUIPMENT

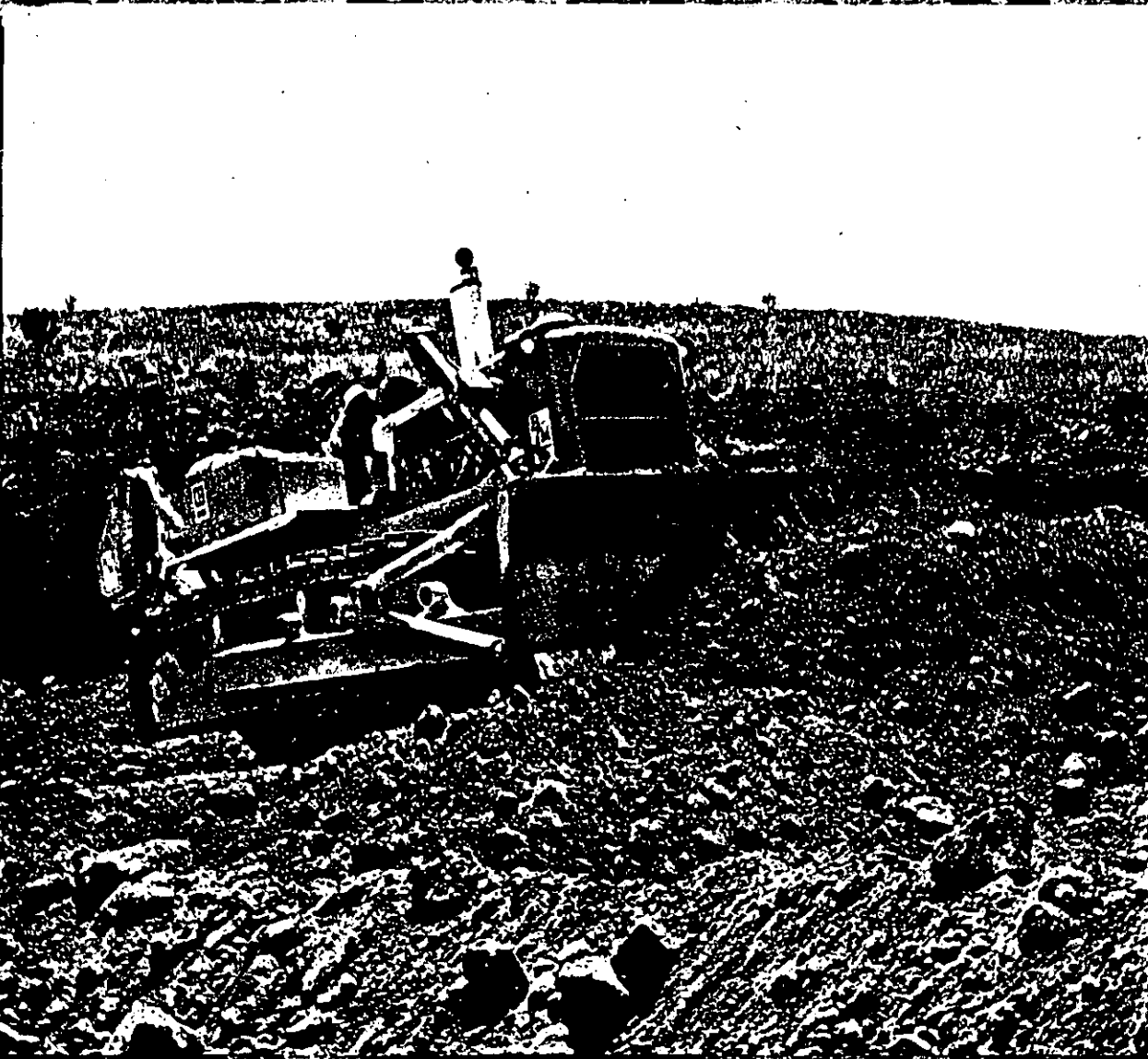
Especificaciones sujetas a cambios sin previo aviso. Las ilustraciones pueden incluir equipo y accesorios opcionales y pueden no incluir todo el equipo estándar.



BOLSA DE MAQUINARIA

S.A. de C.V.

PRIMERA ARRENDADORA EN MEXICO

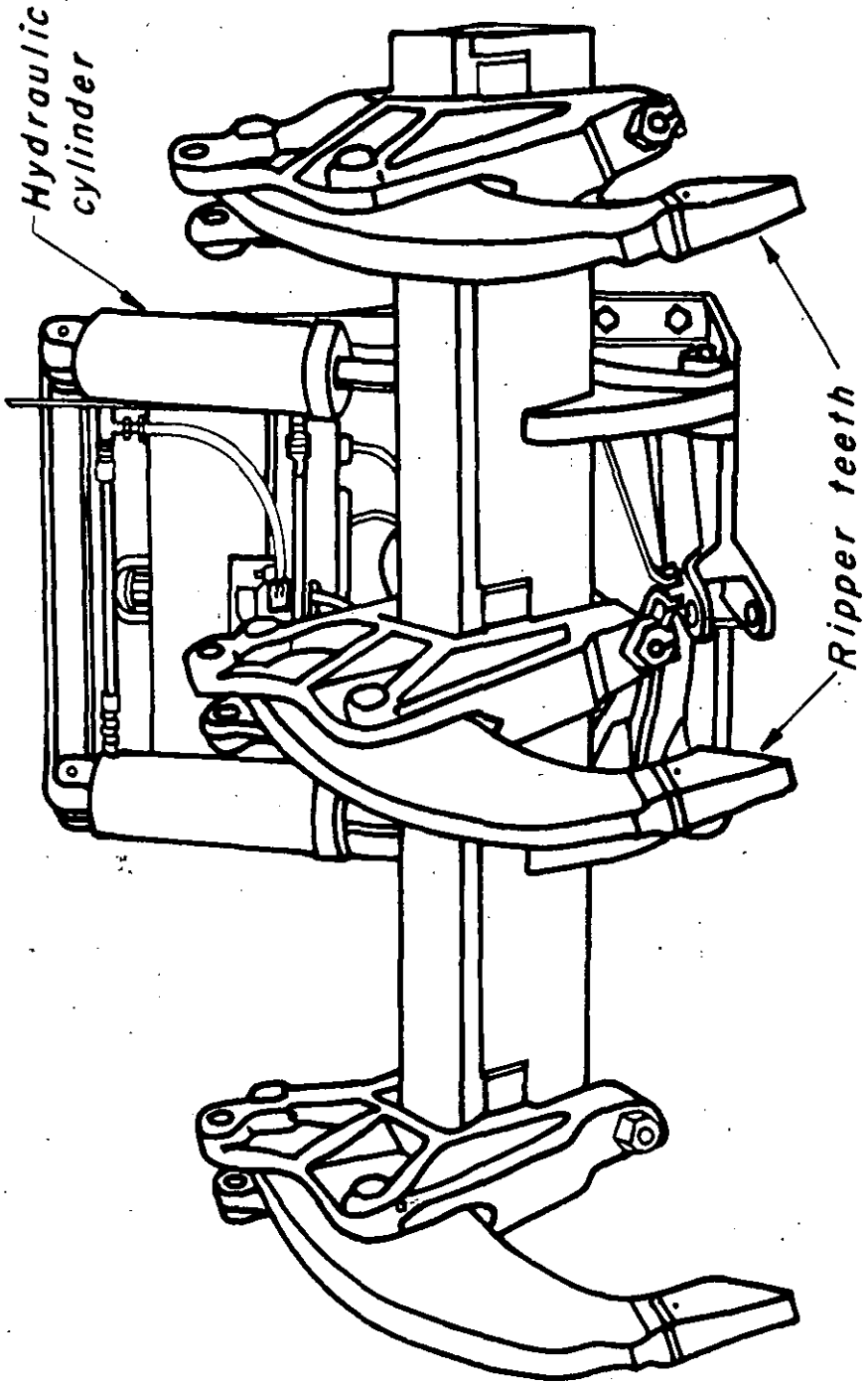


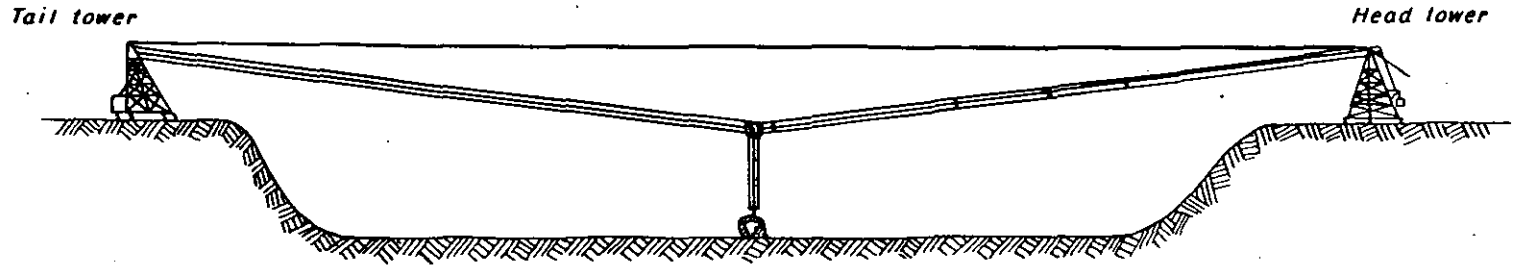
Autonista México-Querétaro No. 3150

565-5700

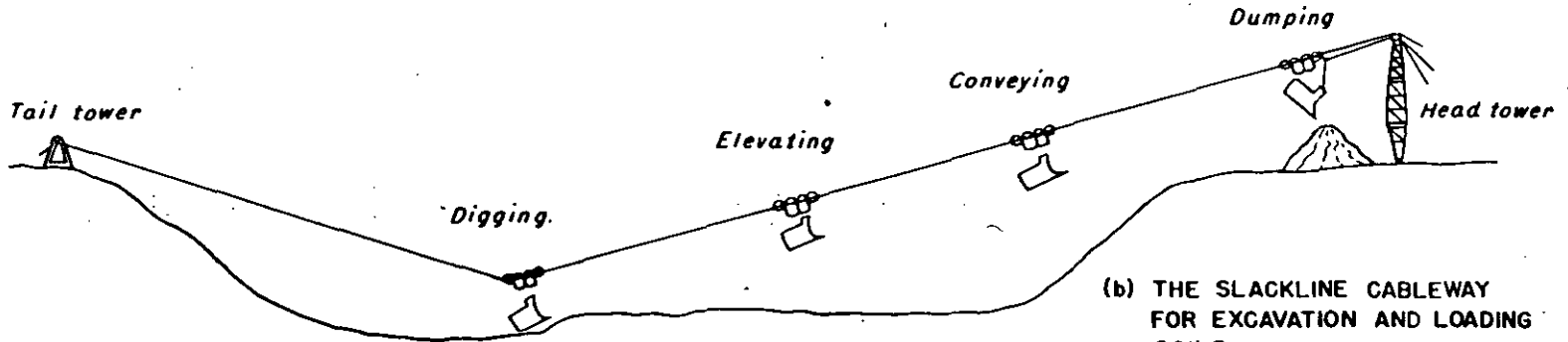


TYPICAL HYDRAULIC RIPPER

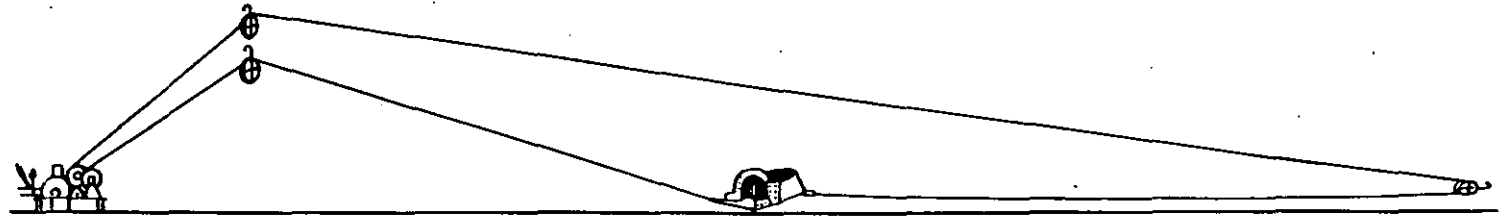




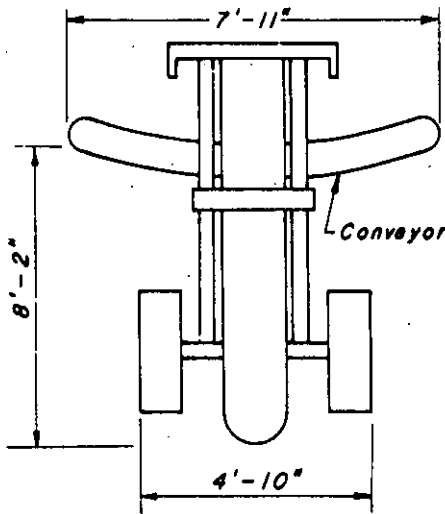
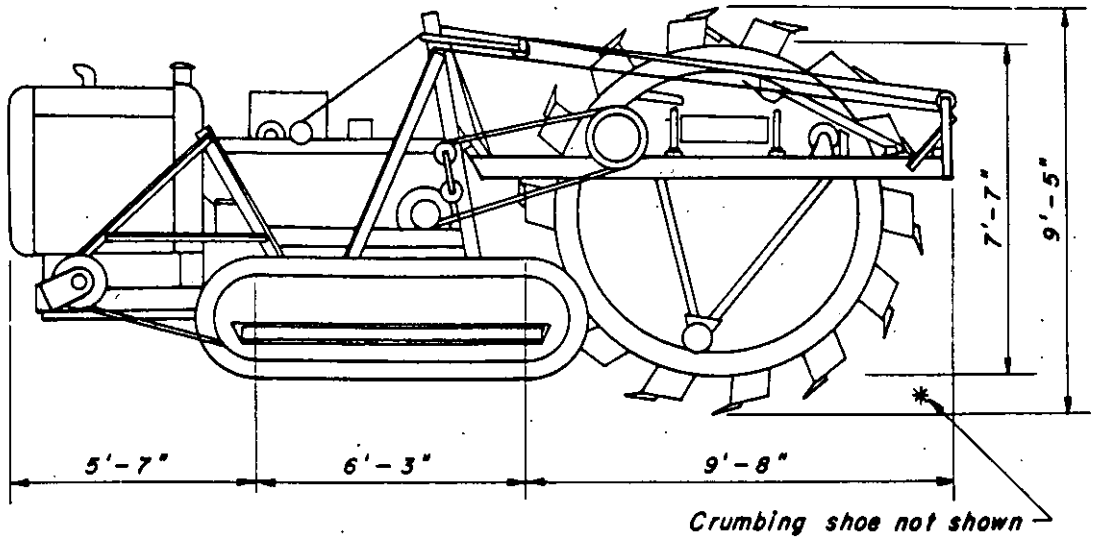
(a) THE TAUTLINE CABLEWAY FOR MUCKING OUT AND TRANSPORTING SOILS



(b) THE SLACKLINE CABLEWAY FOR EXCAVATION AND LOADING SOILS



(c) THE DRAG SCRAPER CABLEWAY FOR DRAGGING AND STOCKPILING SOILS



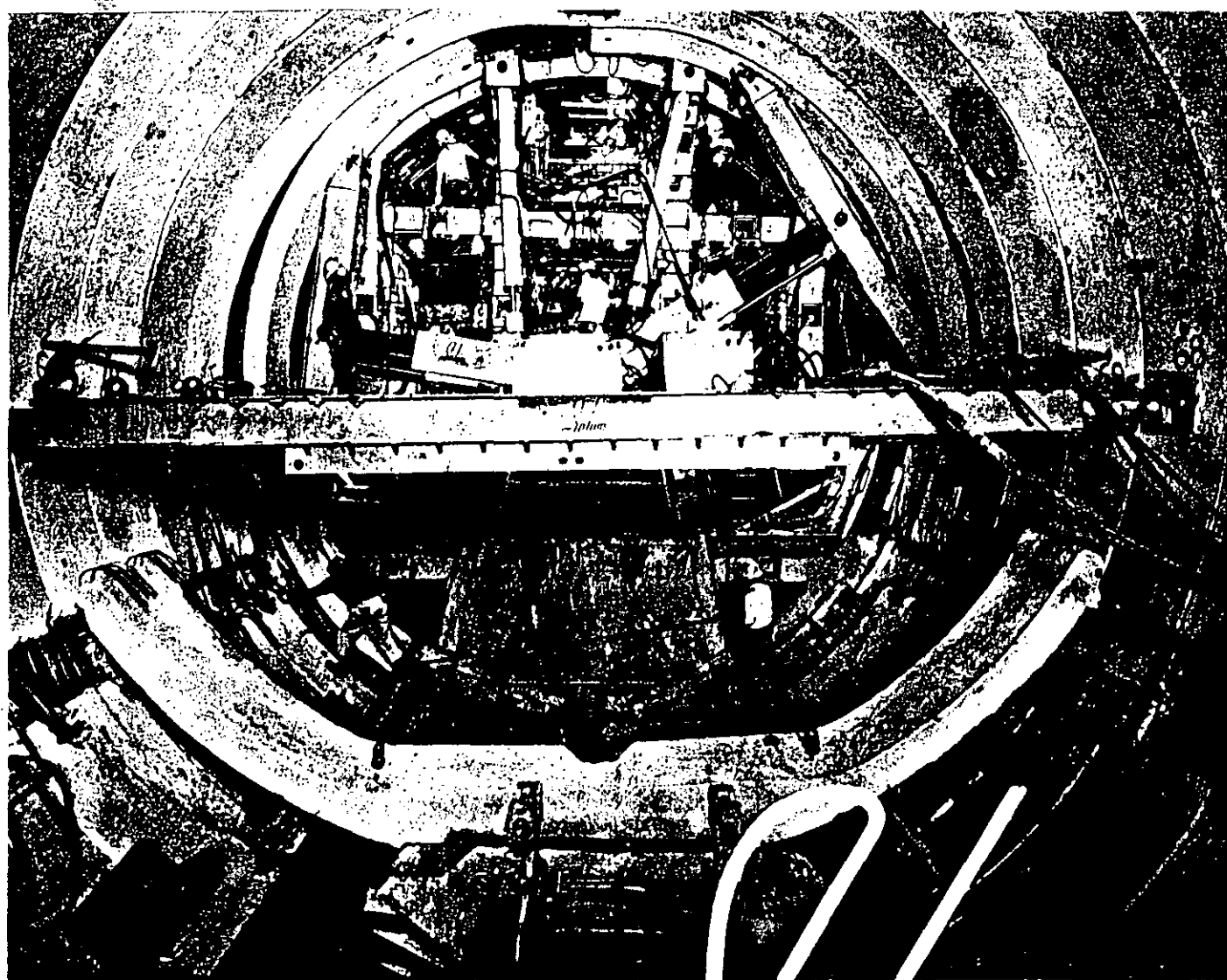
Wheel trencher production rates for trenches 24 in. wide

Time is given in feet per minute. These production figures are valid only over short periods of time. Over wide areas, ideal trenching conditions seldom exist. Delays in providing lines and grades also slow production rates.

| Depth of trench | Dry-to-moist sand | Soft, dry clay | Moist clay | Hard clay and gravel | Sticky clay |
|-----------------|--------------------------------|----------------|------------|----------------------|-------------|
| | Production, in feet per minute | | | | |
| 1 ft 6 in. | 32 | 28 | 26 | 22 | 16 |
| 2 ft | 25 | 22 | 20 | 17 | 12 |
| 2 ft 6 in. | 20 | 18 | 16 | 14 | 10 |
| 3 ft | 16 | 15 | 13 | 11 | 8 |
| 3 ft 6 in. | 14 | 13 | 11 | 10 | 7 |
| 4 ft | 12 | 11 | 10 | 8 | 6 |
| 4 ft 6 in. | 11 | 10 | 9 | 7 | 5 |
| 5 ft | 10 | 9 | 8 | 6 | 4 |



CONSTRUCCION ESPECIALIZADA



Jolum

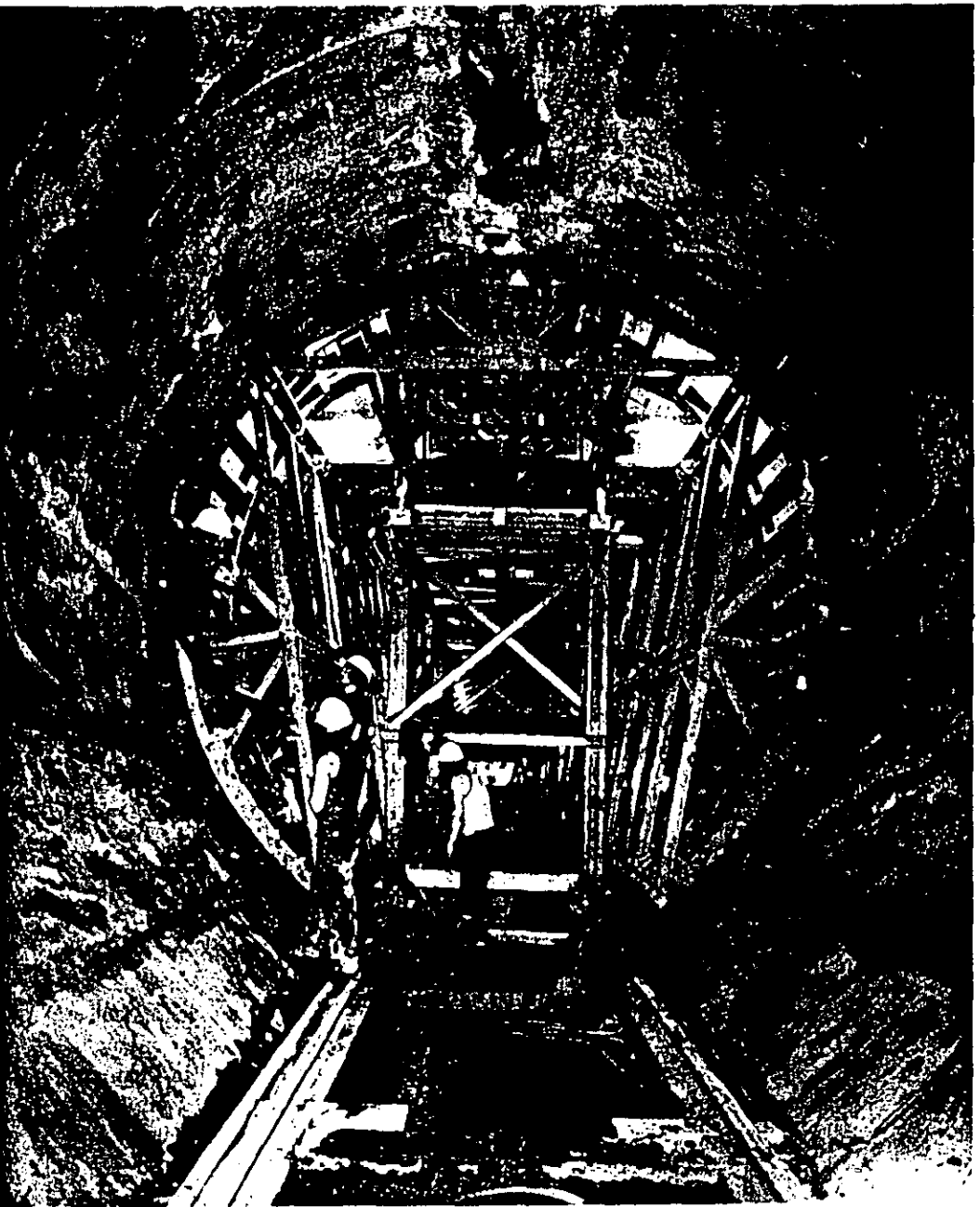
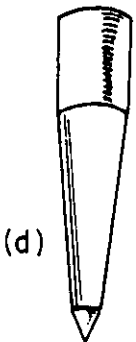
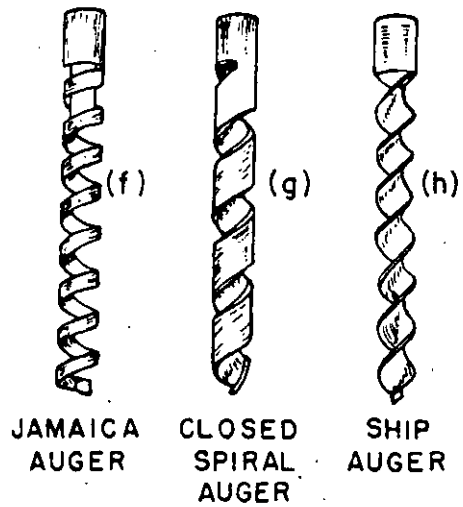
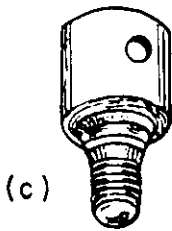
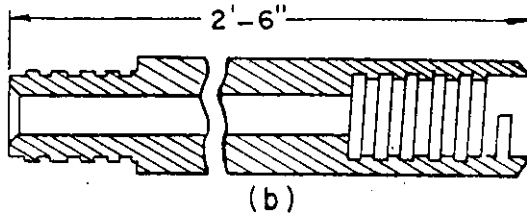
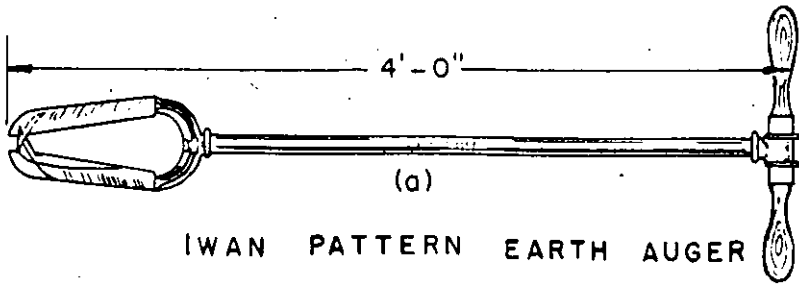
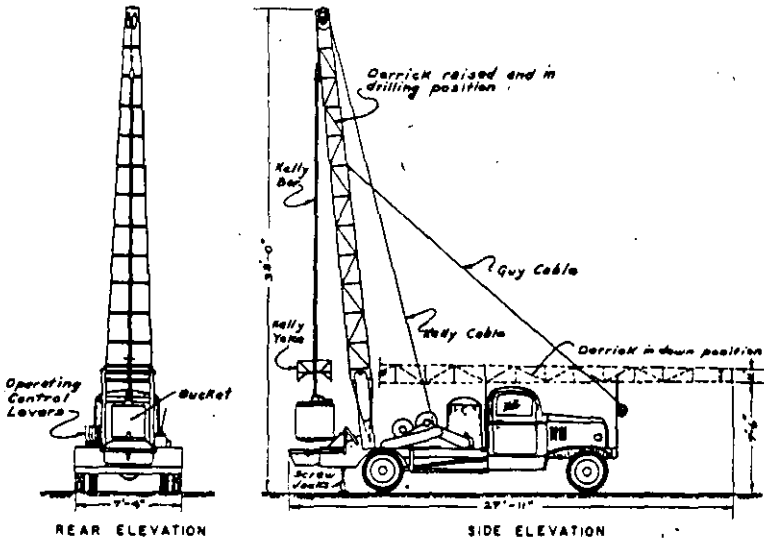


Fig. 8.1 - Travelling shutter for *in situ* reinforced concrete lining.

HAND DRIVING TOOLS



AUGERS AND EARTH DRILLS



(a) BUCKET TYPE EARTH DRILL



(b) ROCK BUCKET



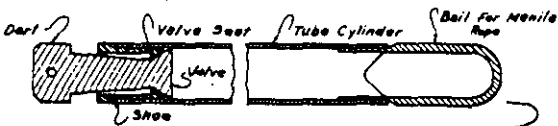
(c) RIPPER TEETH



(d) CHOPPING BIT



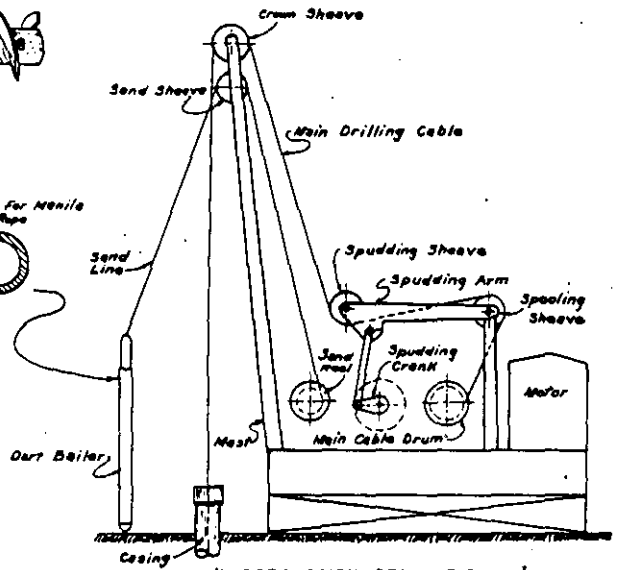
(e) CONTINUOUS-FLIGHT AUGER



(f) DART BAILER



(g) SINGLE-FLIGHT AUGER



(h) PERCUSSION DRILL RIG

TRUCK MOUNTED BUCKET RIGS



These versatile Calweld drill rigs are truck mounted, completely self-contained. They're designed to move in, set-up in a matter of minutes, and drill fast, clean bores in most formations. Ideal for water and dewatering wells, foundations, conductor holes and cesspools, they can be used profitably for almost any large diameter drilling.



CALWELD offers the most complete line of models, types and capacities to meet any requirement!



HYDRAULIC DRIVE MODELS*

MODEL 42LH

Dia: 36" bucket
to 84" with reamers
Depths: to 98'

MODEL 52LH

Dia: 48" bucket
to 120" with reamers
Depths: to 98'

MODEL 5200LH

Dia: 48" bucket
to 144" with reamers
Depths: to 170'

MODEL 45LH

Dia: 42" bucket
to 96" with reamers
Depths: to 98'

MODEL 520LH

Dia: 48" bucket
to 132" with reamers
Depths: to 120'



MECHANICAL DRIVE MODELS*

MODEL 150C

Dia: 36" bucket
to 84" with reamers
Depths: to 70'

MODEL 200C

Dia: 48" bucket
to 120" with reamers
Depths: to 85'

* Depths shown are typical only. Deeper drilling can be provided with special equipment or by adding drill stem.

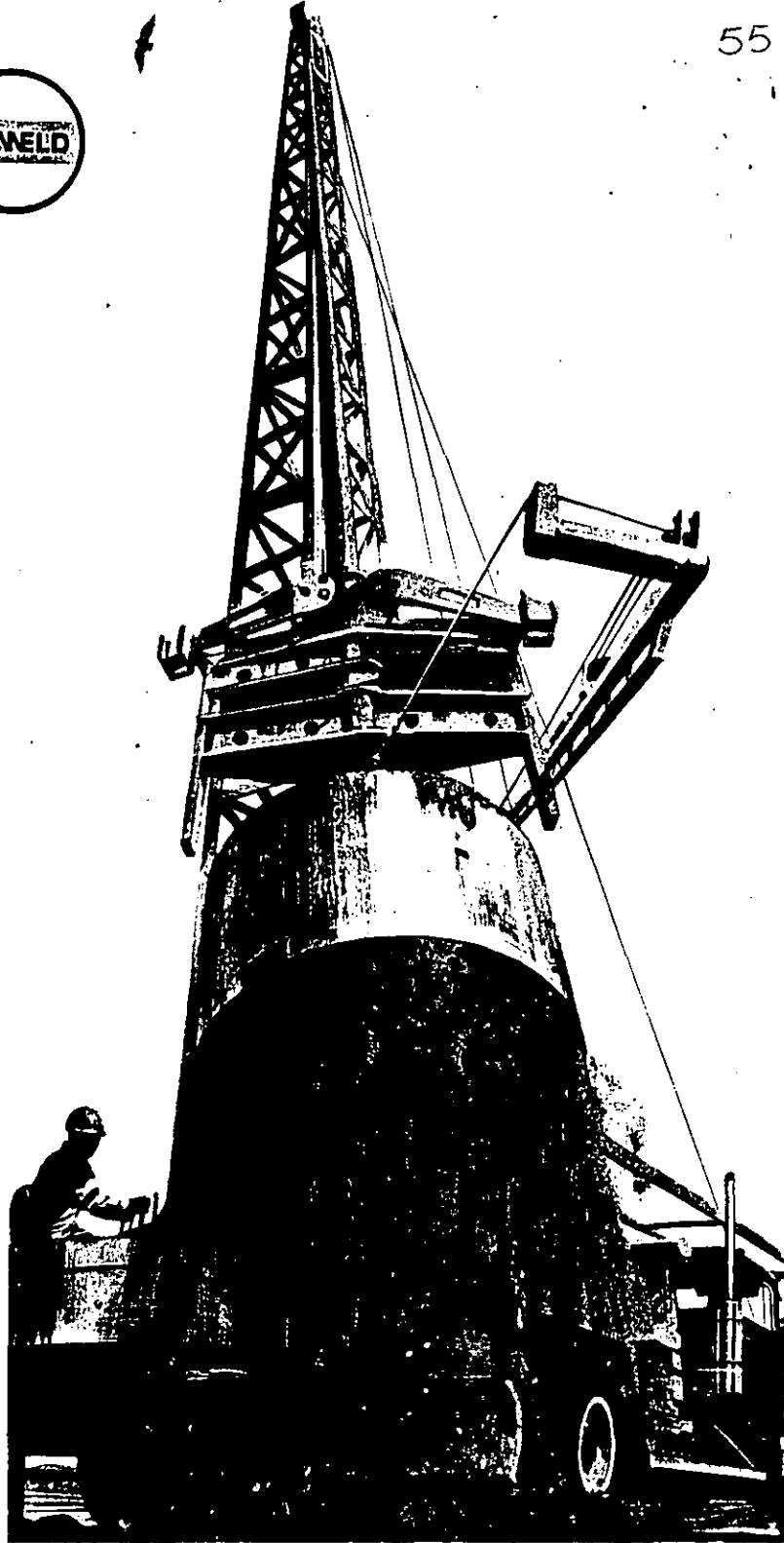
MODEL 175C

Dia: 36" bucket
to 84" with reamers
Depths: to 85'

MODEL 250C

Dia: 48" bucket
to 132" with reamers
Depths: to 85'

Standard equipment for all Calweld models includes hydraulic derrick positioning and dump-arm actuation. Optional features are hydraulic kelly crowd, rear outriggers, front leveling jack and direct or reverse circulation equipment. A full line of buckets and tools is also available.



Fast, safe, hydraulically actuated dump arm speeds and simplifies drilling, saves labor.

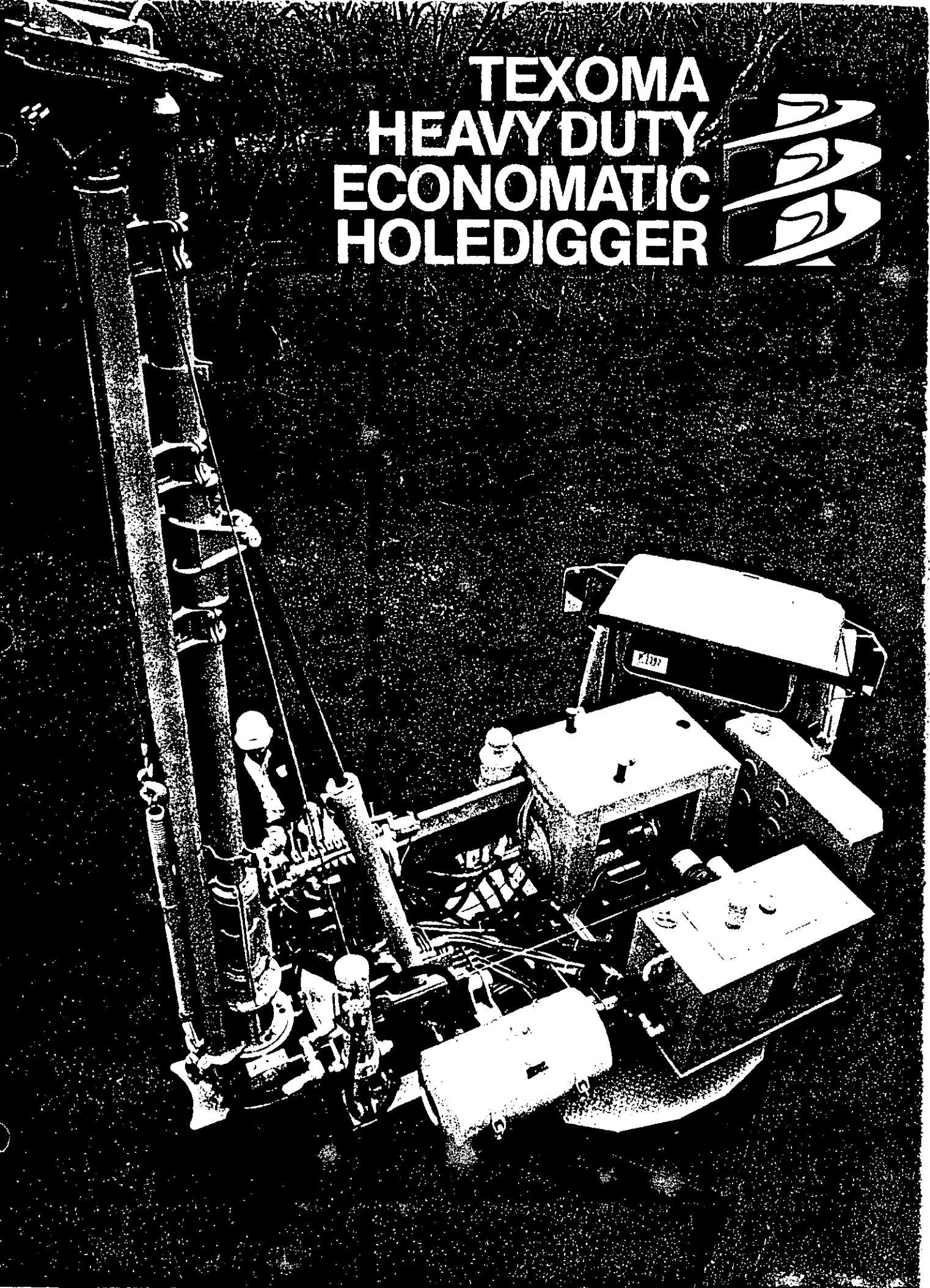
ALL HYDRAULIC "POWER DRILLING"

Another full line of Calweld Bucket Drills offers smooth, powerful, all-hydraulic operation for maximum work capacity with minimum effort. A completely balanced hydraulic system, combined with heavy-duty hoists, allows precise control with automatic, pressure controlled braking under any power loss. Fully proven, they're safe and reliable. No chains, gears, sprockets or other moving parts are exposed.

All hydraulic gauges, drilling and hoist controls are conveniently located.



TEXOMA HEAVY DUTY ECONOMATIC HOLEDIGGER

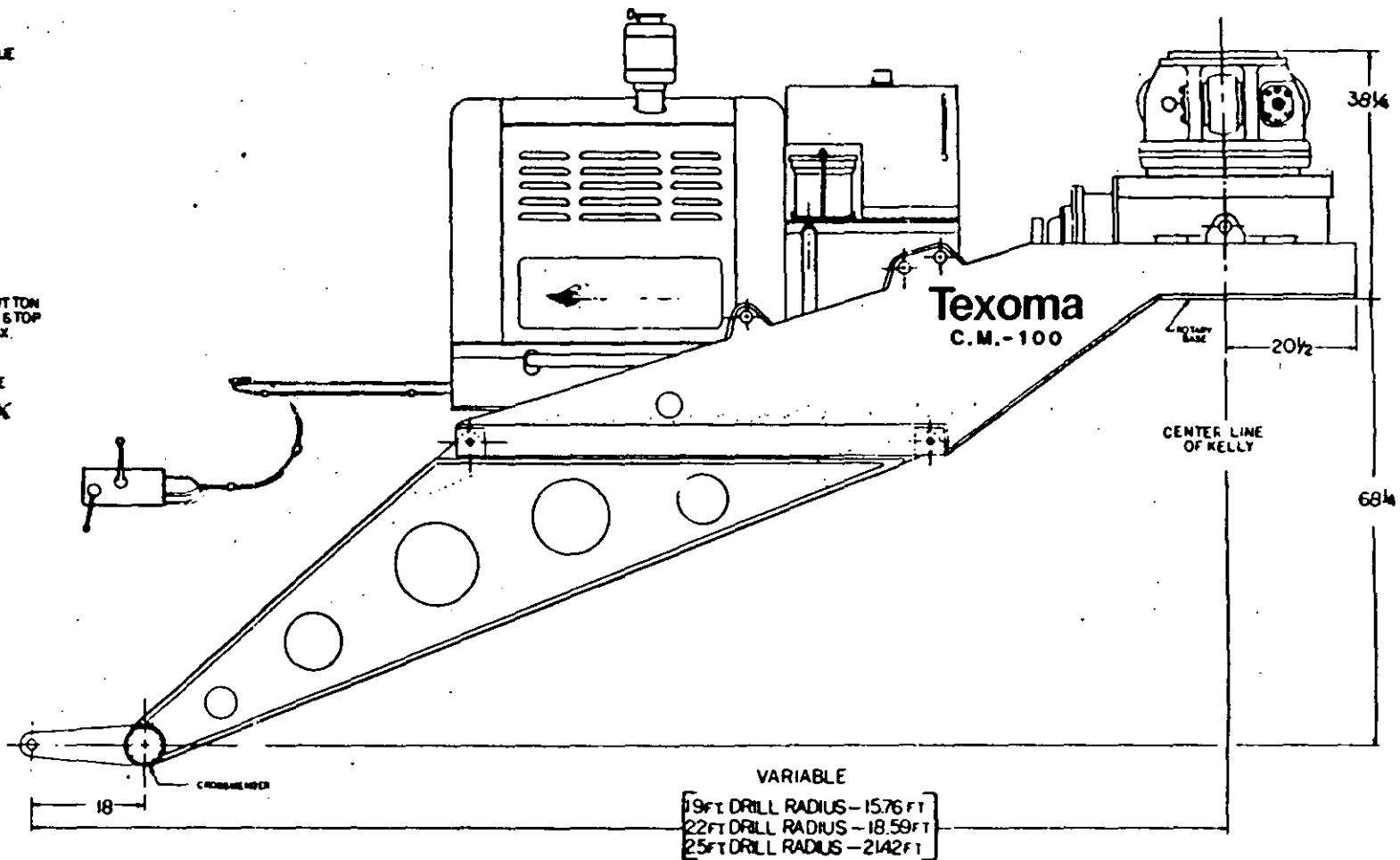


POWER UNIT:
4-71 DIESEL - 400 FT/LB TORQUE

TRANSMISSION:
ALLISON "TORAMATIC"
TORQUE CONVERTER:
LOW - 8205 FT/LB
LOAD - 6.50 RPM
NO LOAD - 2.302 RPM
MED - 38200 FT/LB
LOAD - 18.15 RPM
NO LOAD - 62.04 RPM
HIGH - 12138 FT/LB
LOAD - 52.73 RPM
NO LOAD - 184.21 RPM

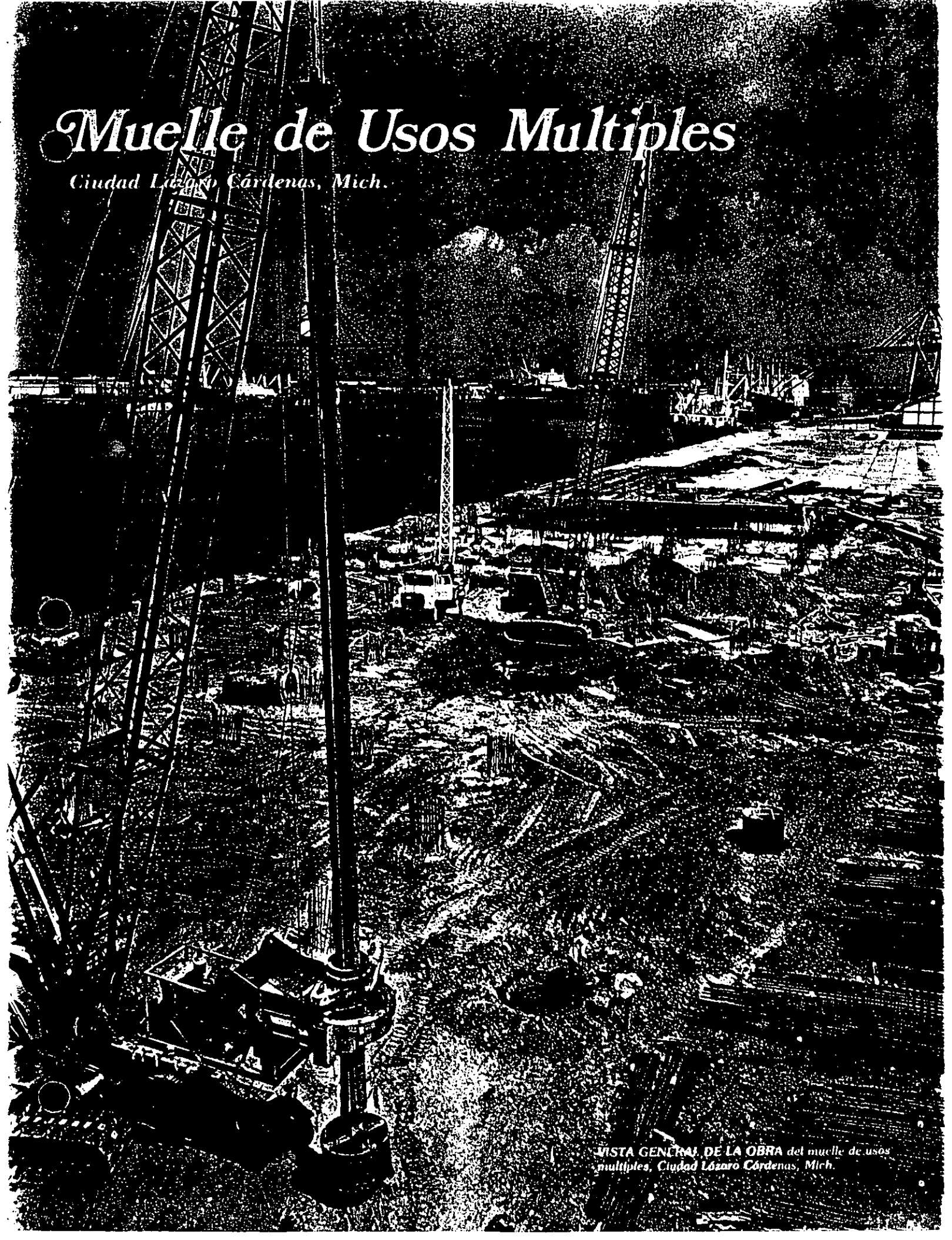
CONTROLS:
CABLE DRIVEN WITH PUSH BUTTON
START, STOP AND EMERGENCY STOP
LOCATED WITHIN CONTROL BOX.

SLIDING FRAME (OPTIONAL)
WHEN ATTACHED, THE DISTANCE
BETWEEN ROTARY BASE AND
CROSSMEMBER INCREASES 13%



Muelle de Usos Múltiples

Ciudad Lázaro Cárdenas, Mich.



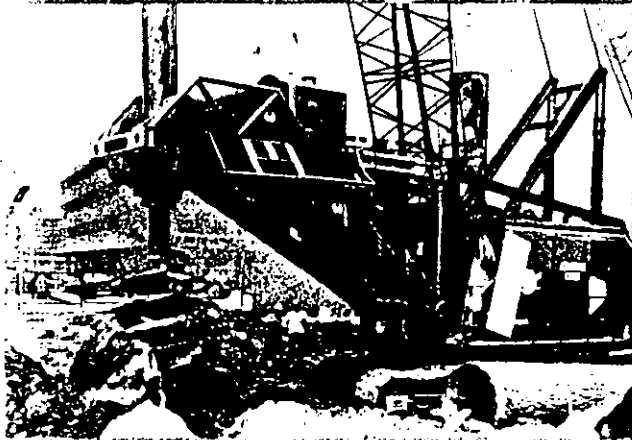
VISTA GENERAL DE LA OBRA del muelle de usos múltiples, Ciudad Lázaro Cárdenas, Mich.

CRANE ATTACHMENT DRILLS

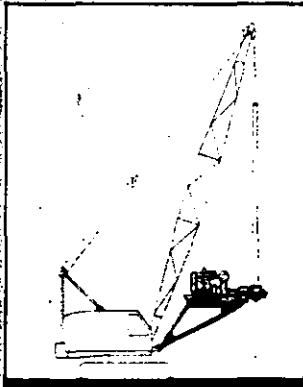


Convert any crane into a fast, efficient drilling rig with one of these compact Calweld units. It can be easily attached and removed, using the crane itself, and it adds another profitable function to existing crane investment.

Self contained with its own power and sealed rotary drive, these versatile units save labor — let the crane operator perform high-speed auger drilling; deep or large diameter bucket drilling; and when fitted with circulation equipment can be used for extra-deep or rock socketing projects.



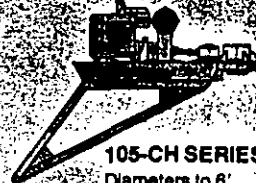
Modular design Calweld units allow the best combination of power unit, base and accessories for any formation.



Greater depths can be accomplished by adding special equipment and/or extended kelly bars.



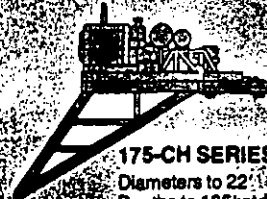
55-CH SERIES
Diameters to 4'
Depths to 100' std.



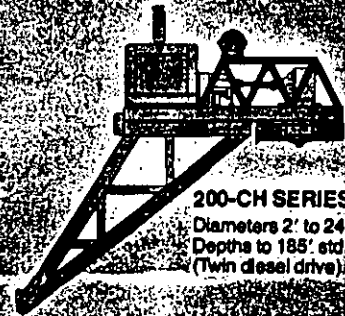
105-CH SERIES
Diameters to 6'
Depths to 150' std.



155-CH SERIES
Diameters to 20'
Depths to 185' std.



175-CH SERIES
Diameters to 22'
Depths to 185' std.

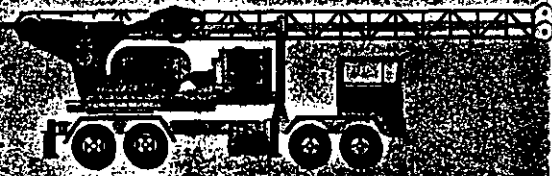


200-CH SERIES
Diameters 2' to 24'
Depths to 185' std.
(Twin diesel drive)

TRUCK MOUNTED AUGER RIGS

These extra-heavy duty auger type drills are designed specifically for relatively shallow, large diameter holes where their portability, easy hydraulic set-up and fast penetration can save time, labor and money.

Self contained with diesel power and smooth torque transmission, the entire drill unit is truck mounted on a 270° turntable with a patented hydraulically actuated house lock for fast, accurate positioning and spin off or spill. Features include a sealed-in-oil rotary drive, hydraulic mast positioning, kelly crowd and optional outriggers.

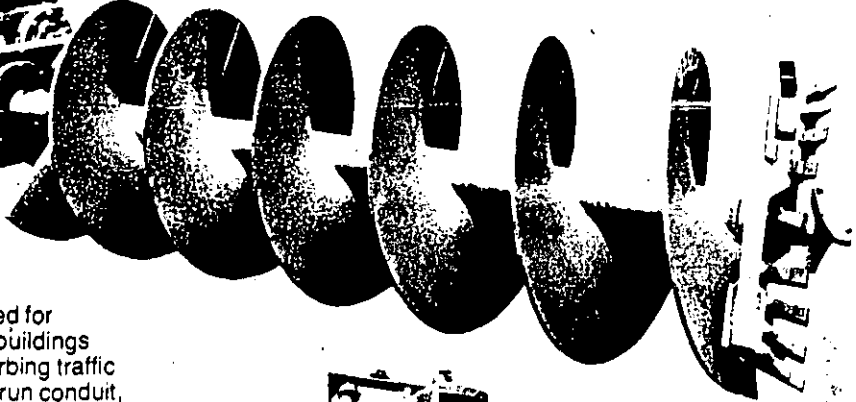
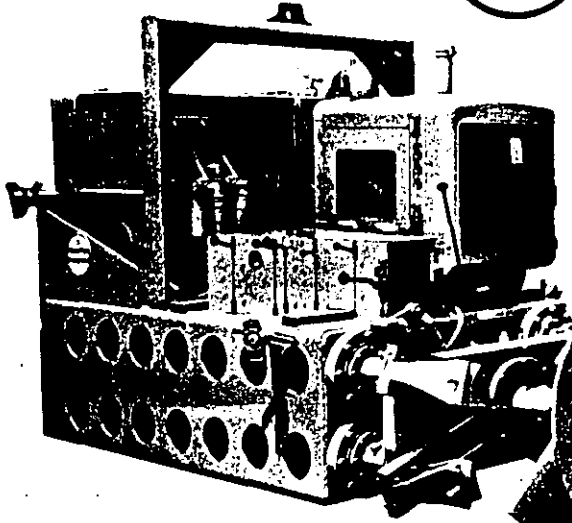
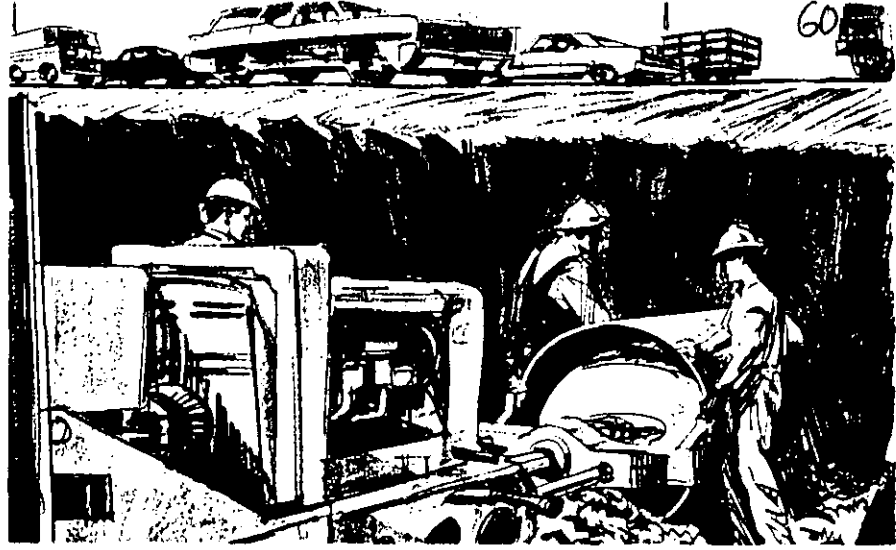


MODEL ADL
Dia. to 72" Depths to 100'



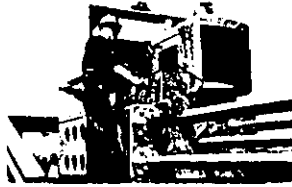
MODEL ADM
Dia. to 60" Depths to 60'

HORIZONTAL BORING MACHINES



Using the powerful push of up to 600 tons, these horizontal drills are especially designed for straight, clean boring under streets, tracks, buildings or any other similar location — without disturbing traffic above. It offers an easy, economical way to run conduit, utility lines or even large diameter culverts.

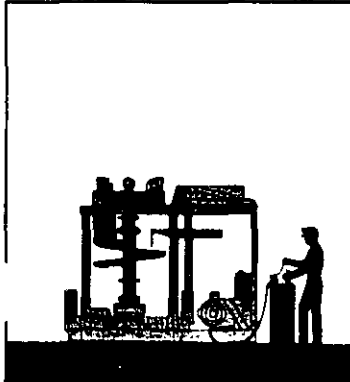
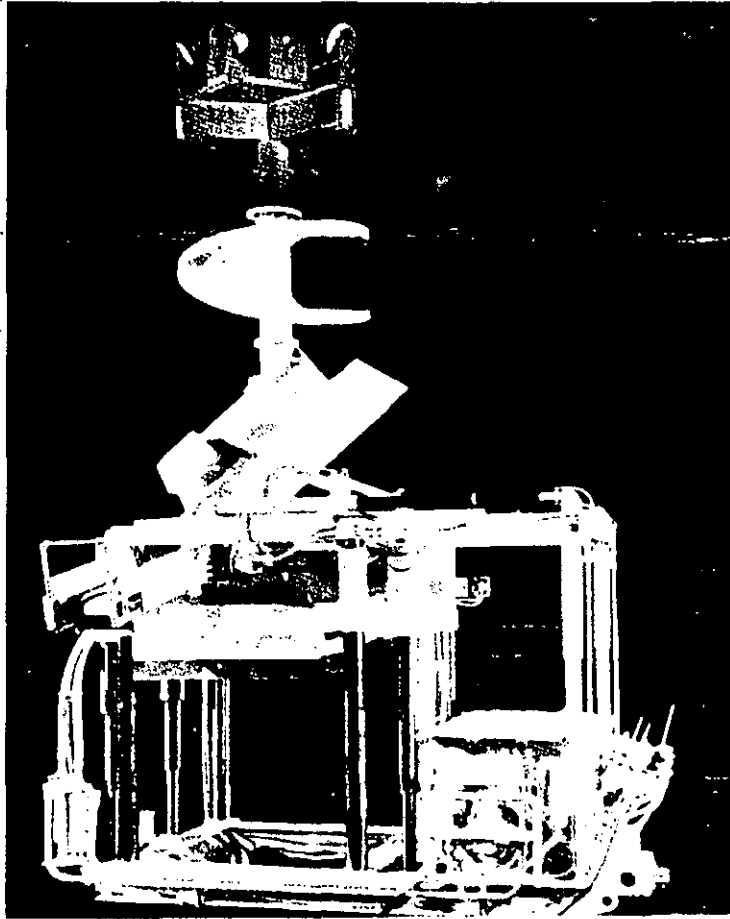
Using a flight auger, the Calweld horizontal boring machine can work at speeds up to two feet per minute, drilling straight holes from 6" to 60" in diameter. They can also hydraulically jack casing into the hole as they bore, to provide a fast, clean finished hole.



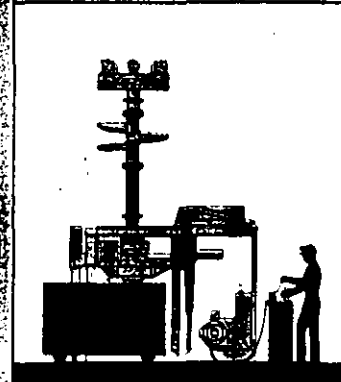
MODEL HB-600, Diameters to 60", bores to 300' horizontally, 600 tons push. (Not shown, Model HB-300, dia. 12" to 60", 300 tons push)

VERTICAL THRUST BORER

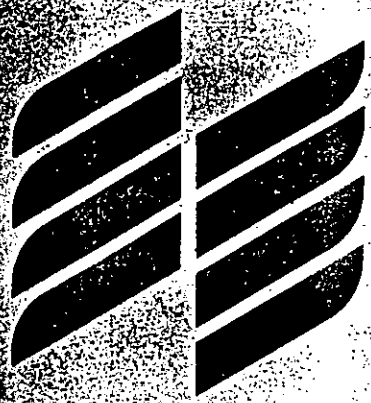
Compact, lightweight and self-contained, this unique boring machine was developed for fast, clean boring of vertical raises from the bottom up. It's ideal for ventilation shafts, manways, ore passes and other underground openings, with no pilot hole needed to drill a hole up to 52" in diameter, and heights to 250 feet in a single pass! Any type of cutter can be used, depending on drilling conditions, and the unit can also jack casing into the finished hole.



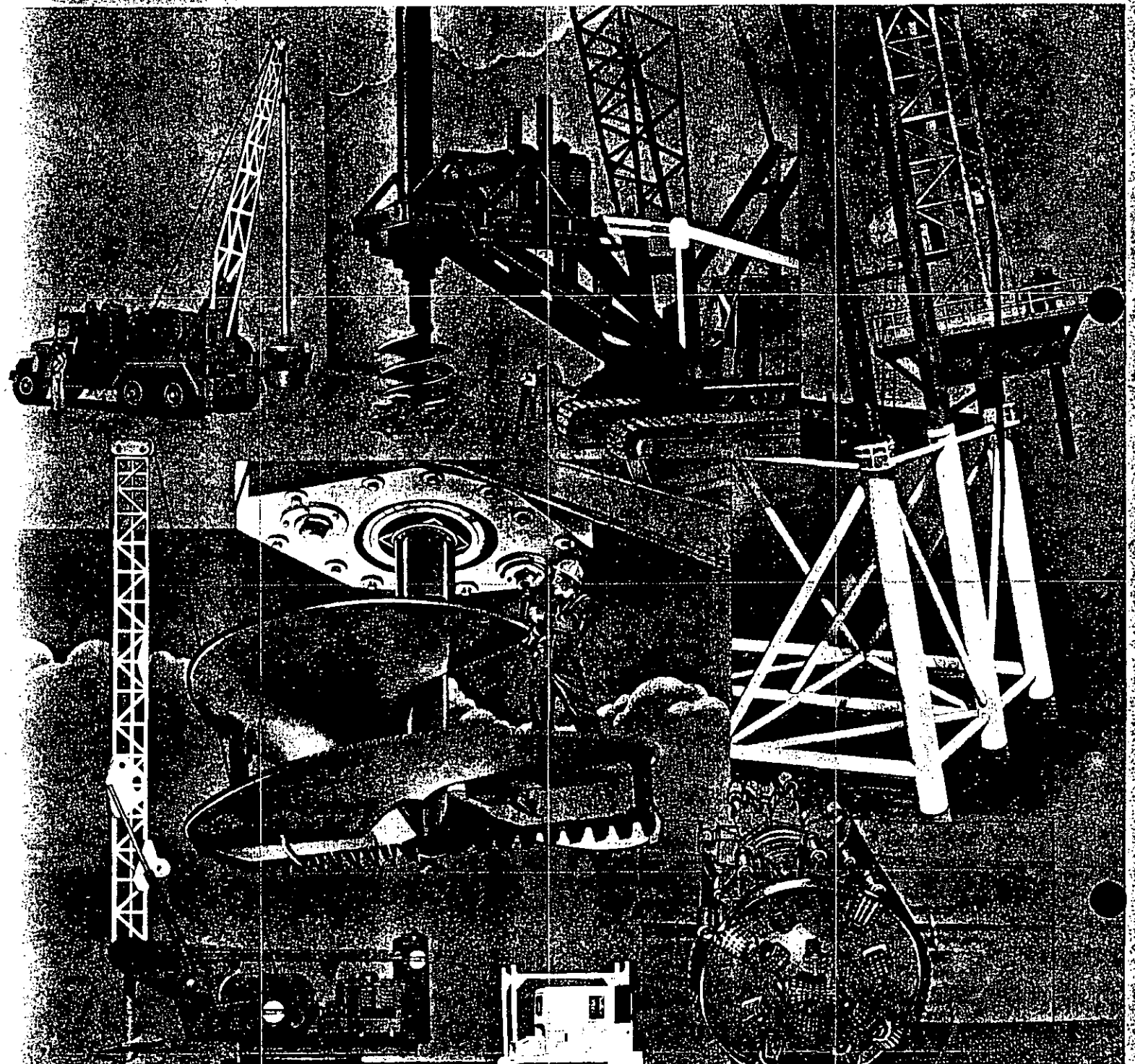
Ready to bore, the rotary table is at bottom position.



Boring upwards; hydraulic thrust pushes the entire rotary table and drill stem. Muck is conveyed to cars automatically.

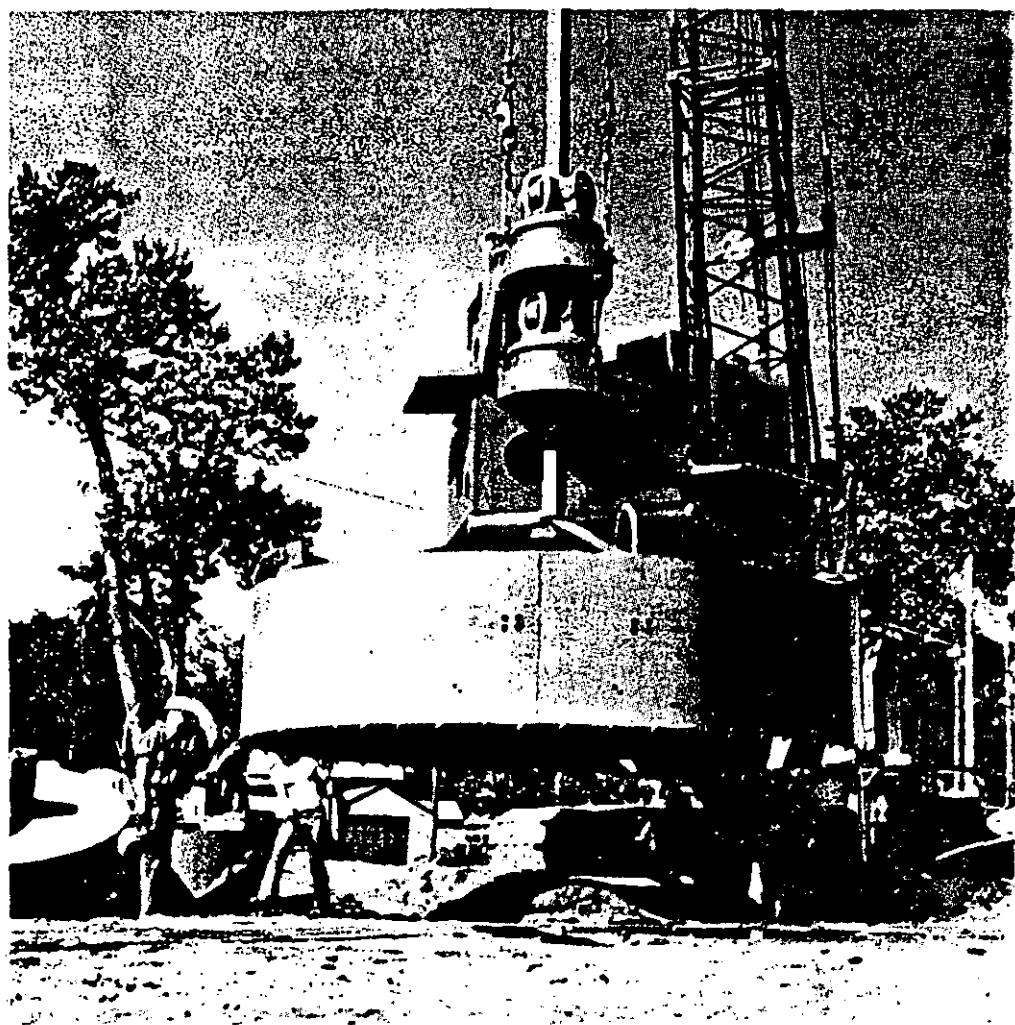


Steven M. HAIN Co



Double Duty Performer

Tri-State Drilling and Equipment mounted two Watson 5000 rigs in tandem to achieve necessary torque on this location. Upon completion, the two rigs were sent to two different job sites.



Tri-State Drilling and Equipment of the Minneapolis-St. Paul metroplex is one of the country's most respected foundation drilling contractors and has produced foundation structures from Washington, D.C. to Washington state, and from Texas to Canada. The firm was founded in 1955. The officers include Wayne Riethmiller, Ralph Eisele, and Bob Melcher.

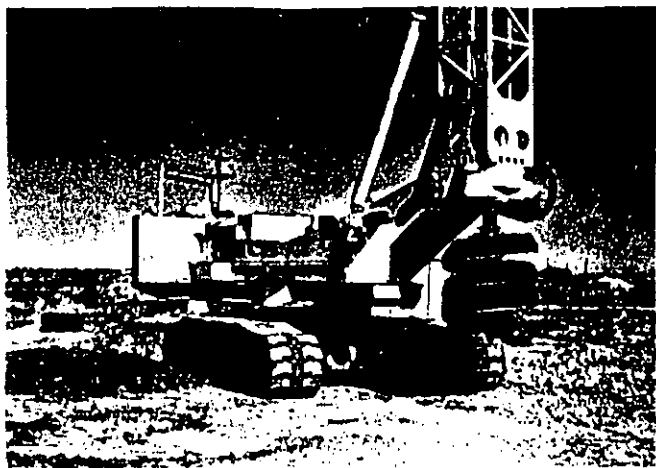
Tri-State owns and operates one or more of

each drill unit manufactured by Watson, and according to Wayne Riethmiller they are the most maintenance free drill rigs in the field.

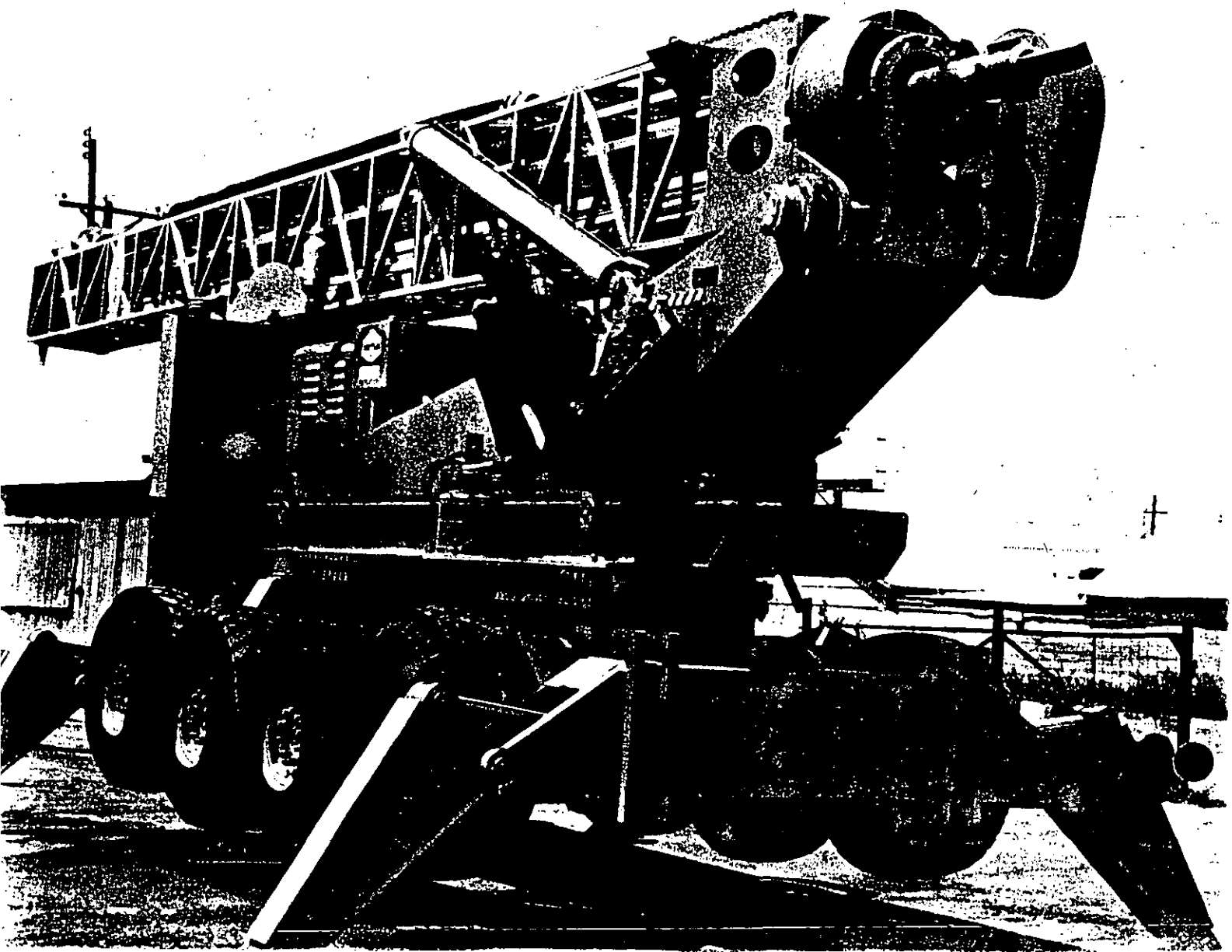
Watson drill units are offered for truck mounting, carrier mounting, crawler mounting, and crane attachments with a variety of drill depths. These drill units are operated by contractors in over 45 countries.

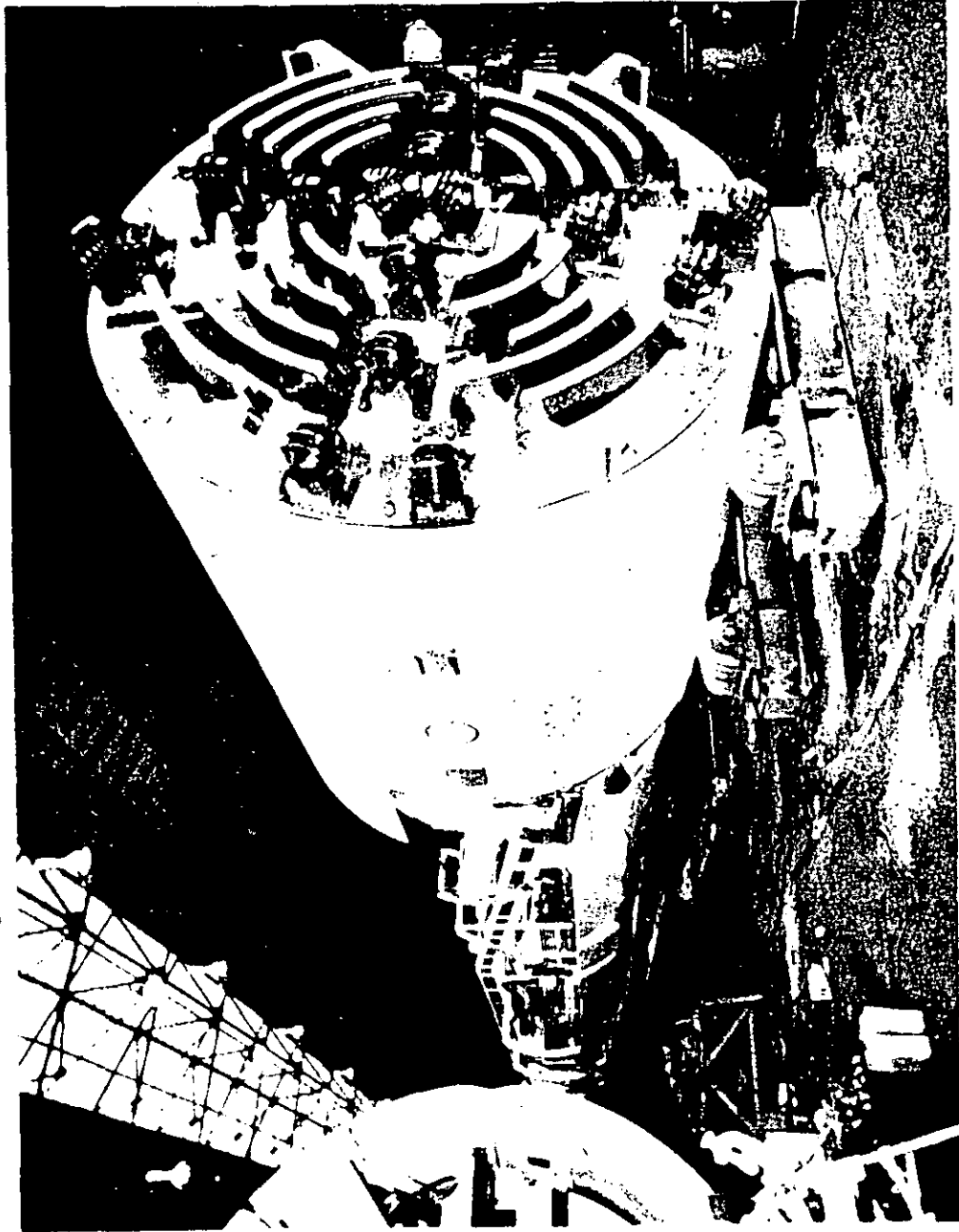


P.O. Box 11006 • 4015 S. Freeway • Fort Worth, Texas 76110 USA
(817) 927-8486 • CABLE WAMCO • TWX 910-893-4025 WATSON FTW



Con la compañía Watson respaldando sus operaciones, Ud. puede llamarnos en caso de problemas especiales o consultarnos cuando se refiera a aplicaciones en campos poco usuales. Ud. puede, como propietario, tener el respaldo de este conocimiento y experiencia en cualquier momento que lo necesite.



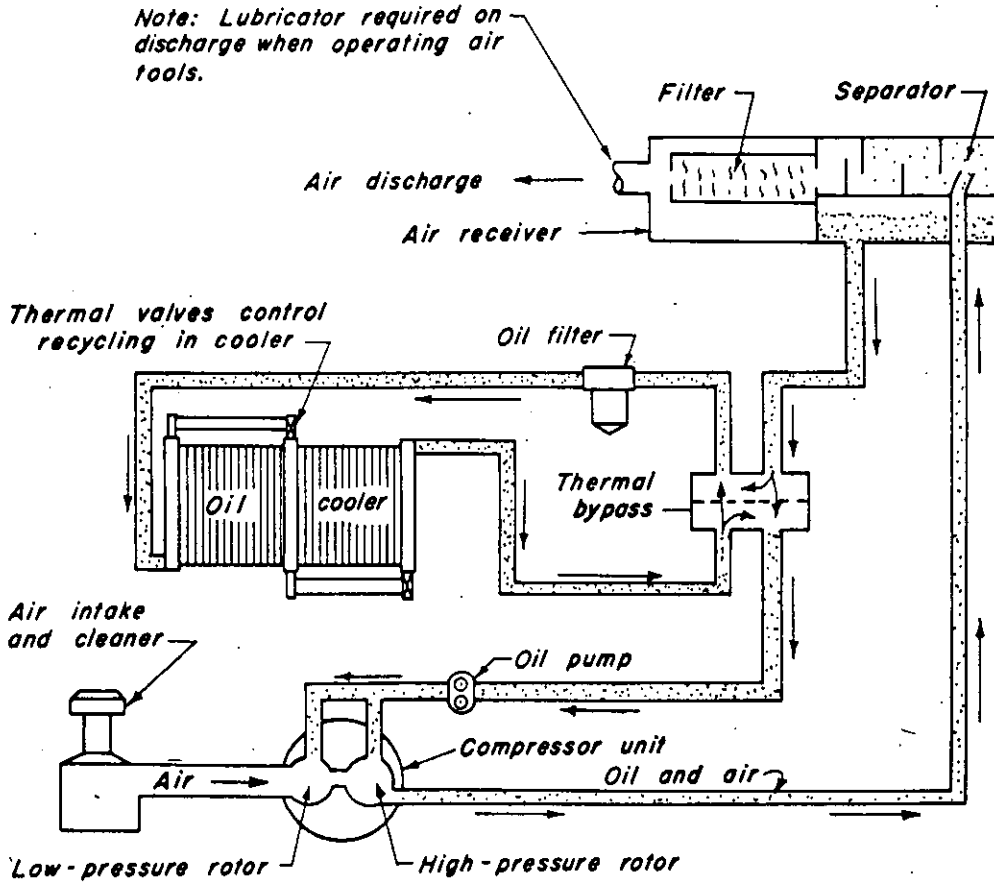


Standard full face tunneling machine used for water supply tunnel in limestone in Italy. Machine provided with rear hood

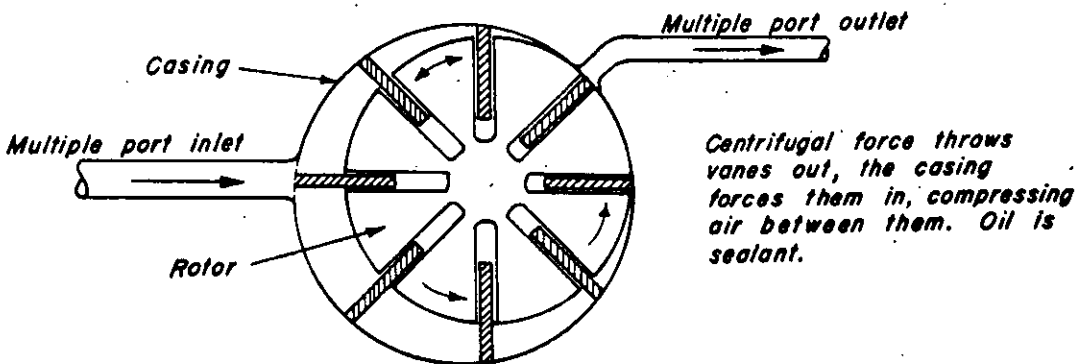


Fig. 7.9 Track mounted boom tunnelling machine with spiral cutting head. Debris is swept back automatically through the machine on to the belt conveyor behind (Thyssen (G.B.) Ltd.).

ROTARY COMPRESSOR ELEMENTS

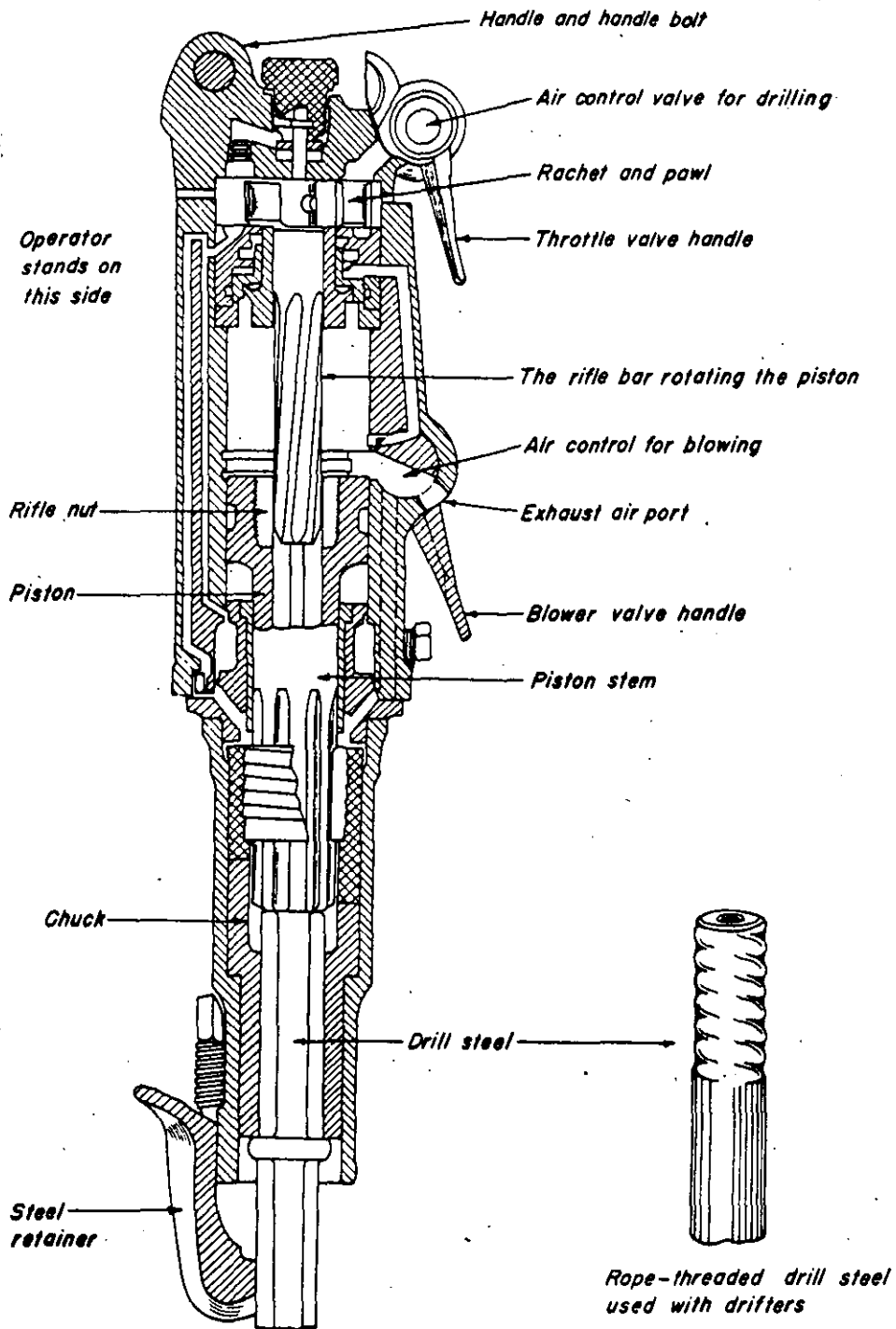


(a) AIR AND OIL CIRCULATION SYSTEMS—ROTARY COMPRESSORS

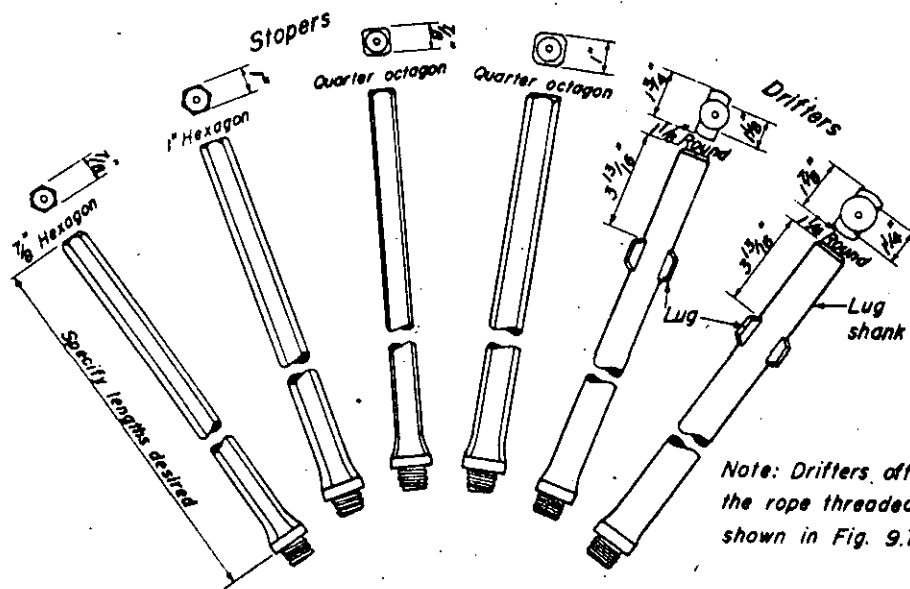
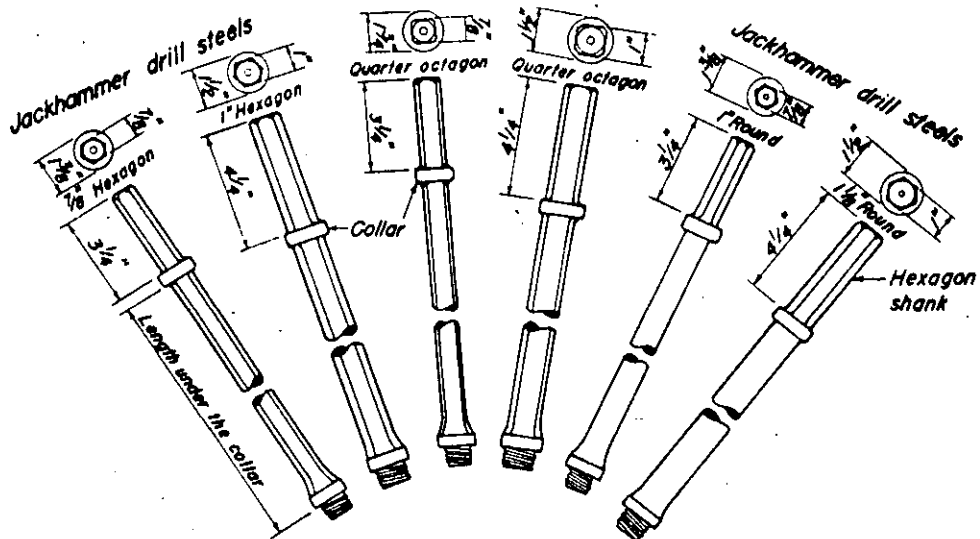


(b) PRINCIPLE OF THE SLIDING-VANE ROTARY COMPRESSOR

THE JACKHAMMER

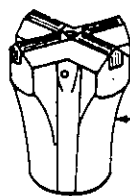


DRILLING ACCESSORIES

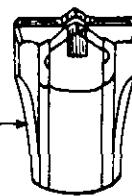


Note: Drifters often use the rope threaded shank shown in Fig. 9.7.

DRILL STEEL



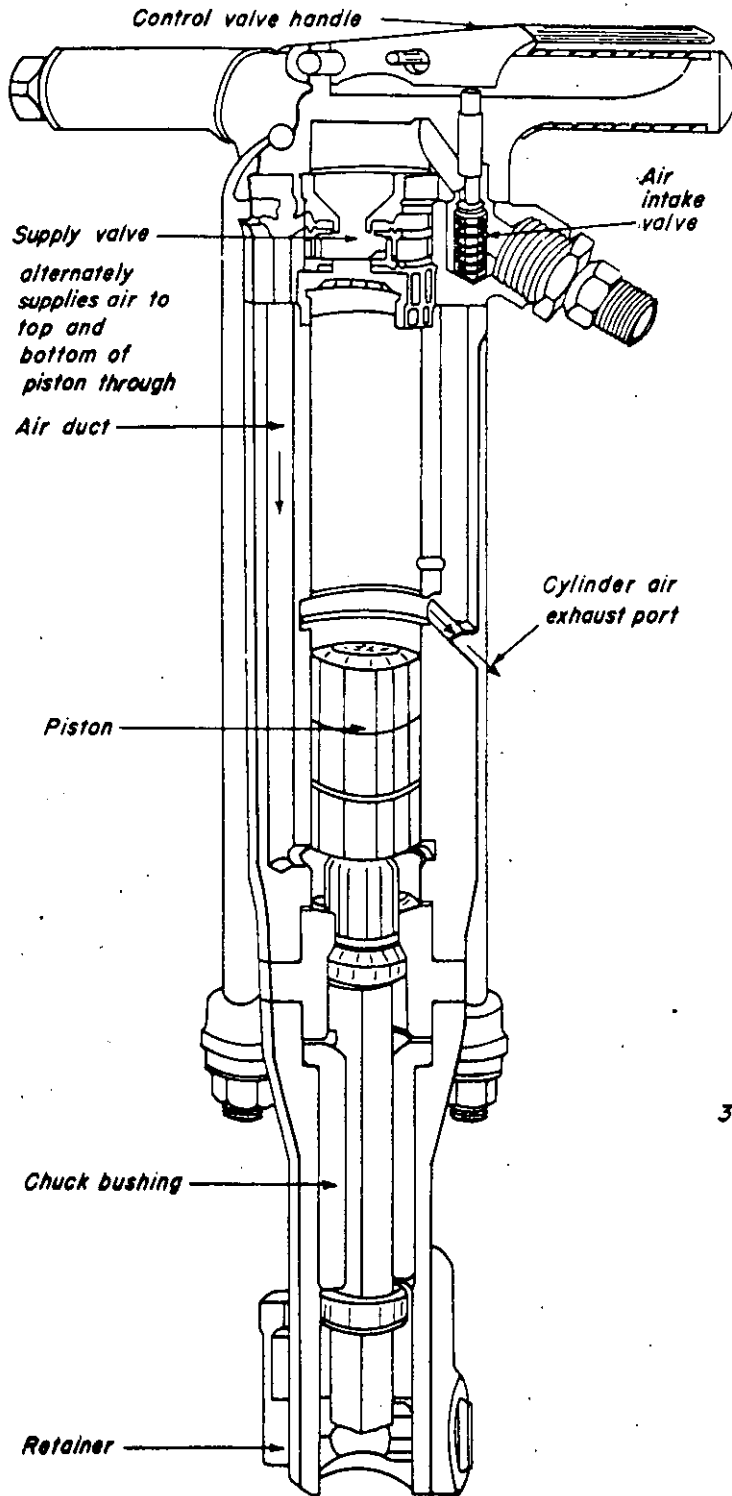
"X" BIT



CROSS TYPE

Tungsten carbide insert bits

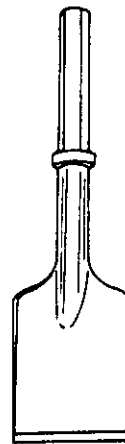
THE BREAKER AND POINTS



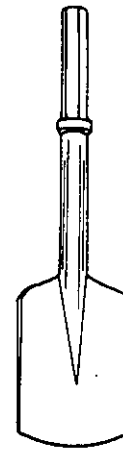
1. Mail point



2. Chisel point

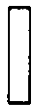


3. Asphalt cutter



4. Clay spade

DEVELOPMENT OF A DETONATION



Original capsule

Note that major blast effect begins near center of explosives-loaded capsule.

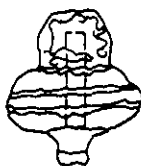


Deflagrating explosives will have blast effect beginning at one end and traveling the length of the capsule.

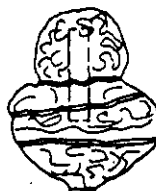
At 28 millionths of a second



At 56 millionths of a second

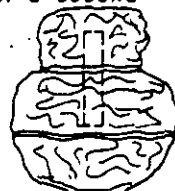


At 88 millionths of a second

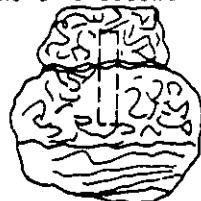


At 128 millionths of a second

All detonations develop in the same pattern. That shown here—drawn from photographs—is of a capsule filled with 94% ammonium nitrate and 6% fuel oil. This mixture is a low-cost, low-grade explosive now coming into use where high strength explosives are not required and where ground conditions are dry.

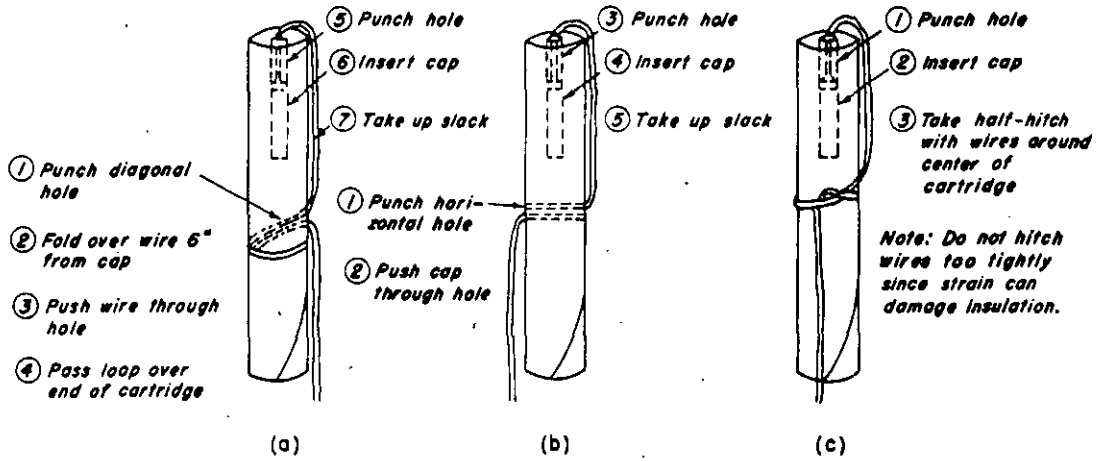


At 160 millionths of a second

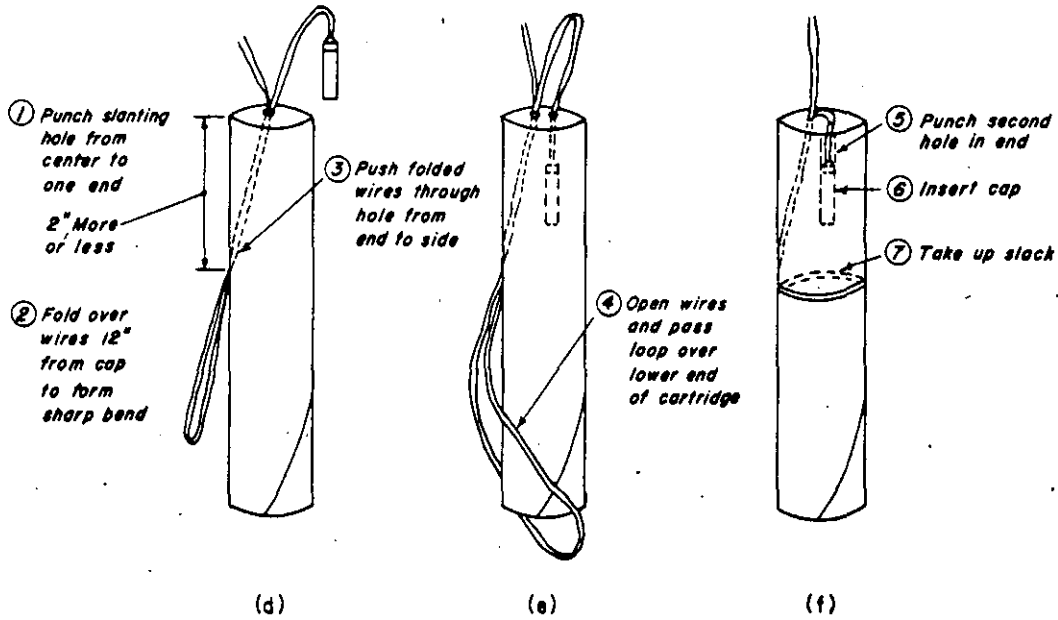


At 184 millionths of a second detonation completed

PREPARATION OF PRIMERS



THREE METHODS OF PRIMING A CARTRIDGE UNDER 2" IN DIAMETER



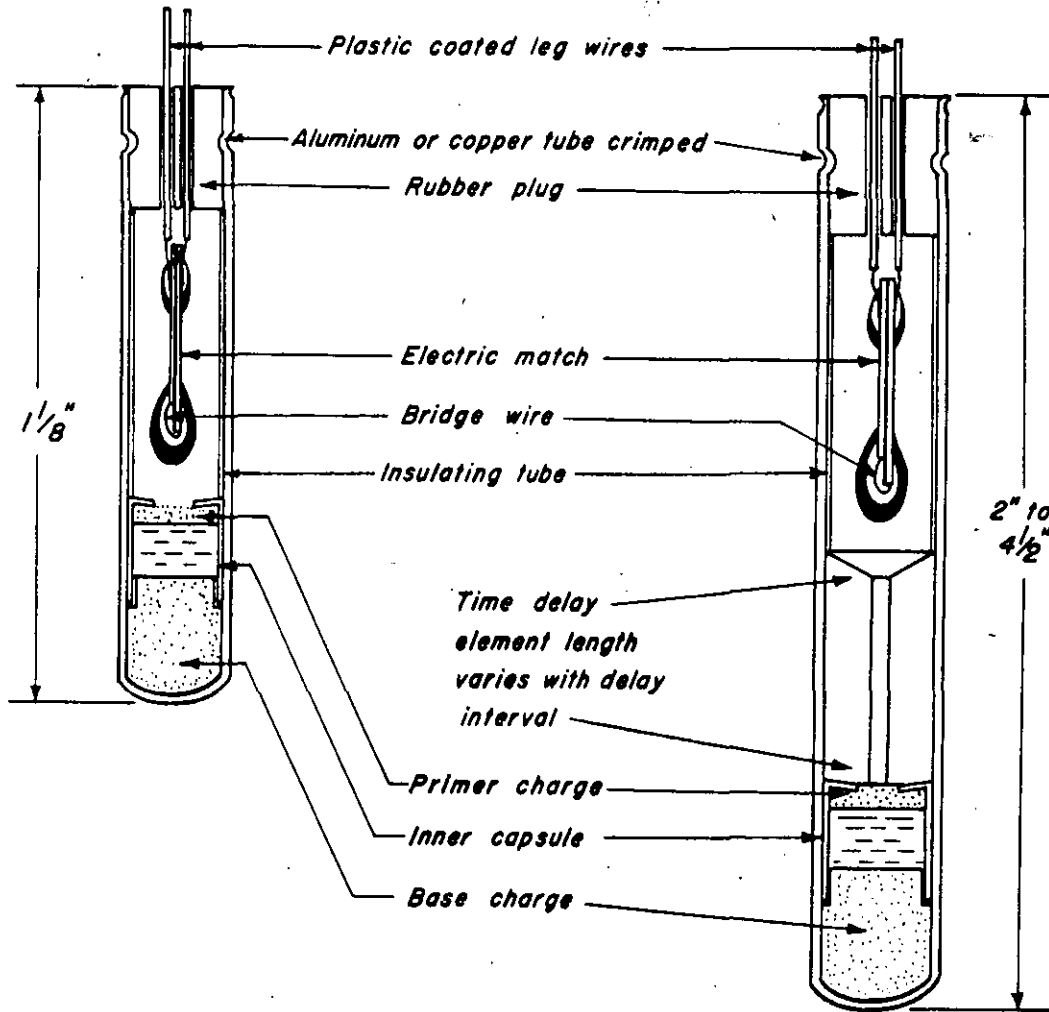
THREE STEPS IN PRIMING A CARTRIDGE OVER 2" IN DIAMETER

Guide to explosives selection

Only explosives made by E. I. DuPont DeNemours and Co., Inc. and commonly used for rock excavation have been included. There are eleven other manufacturers and many special dynamites available.

| Type | Trade name | Strength, per cent | Density, cartridges per 50 lb | Velocity, fps | Water resistance | Fumes |
|---------------|---------------------|--------------------|-------------------------------|---------------|------------------|-----------|
| Straight | DuPont Straight | 15-35 | 102 | 8,200-12,800 | Poor | Fair |
| | | 40-50 | 102-104 | 13,800-16,100 | Good | Very poor |
| | | 60 | 106 | 18,200 | Excellent | Very poor |
| Extra | Red Cross Extra | 16-29 | 110 | 8,000-9,500 | Fair | Fair |
| | | 35-43 | 110 | 10,200-11,200 | Good | Fair |
| | | 55 | 110 | 12,200 | Good | Fair |
| | DuPont Extra | 20-25 | 172-162 | 8,800-8,900 | Poor | Fair |
| | | 30 | 152 | 9,000 | Poor | Fair |
| | | 35-45 | 142-128 | 9,300-9,900 | Fair | Fair |
| | | 50-55 | 120-115 | 10,500-10,800 | Fair | Fair |
| Gelatin | DuPont Gelatin | 30-59 | 85-96 | 10,500-19,700 | Excellent | Excellent |
| | | 67-79 | 101-107 | 20,600-22,300 | Excellent | Very poor |
| | Hi-Velocity Gelatin | 30-50 | 94-107 | 16,700-19,700 | Excellent | Very good |
| | | 58-73 | 113-120 | 20,300-22,000 | Excellent | Very poor |
| Gelatin extra | Special Gelatin | 35-70 | 89-107 | 13,800-17,100 | Excellent | Excellent |
| | | 79 | 109 | 19,700 | Excellent | Poor |

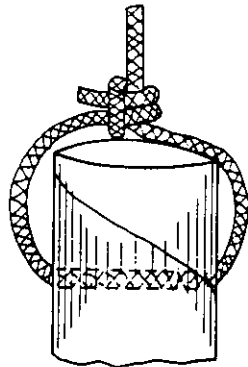
STANDARD AND DELAY ELECTRIC BLASTING CAPS



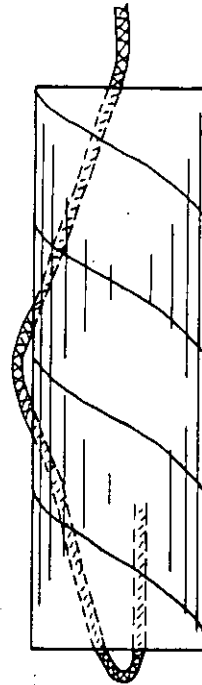
Typical interval variations in millisecond delay electric blasting caps

| Type | Numerical sequence | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|-----------------------|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| | Time, in milliseconds | | | | | | | | | | | | | |
| DuPont's "MS" caps | 25 | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 |
| Hercules' "SP" caps | 25 | 50 | 75 | 100 | 135 | 170 | 205 | 240 | 280 | 320 | 360 | 400 | | |

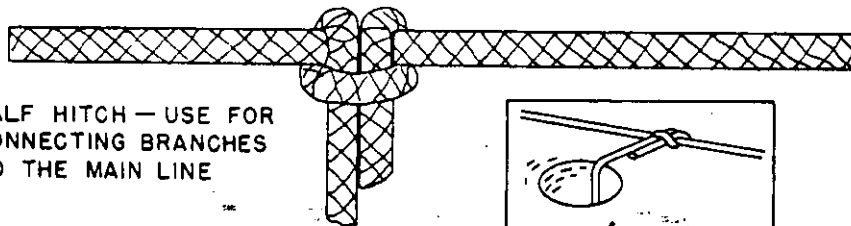
PRIMACORD DETAILS



(a) LACING METHOD NO. 1
Punch hole three inches from upper end of cartridge. Thread Primacord through hole and tie knot.

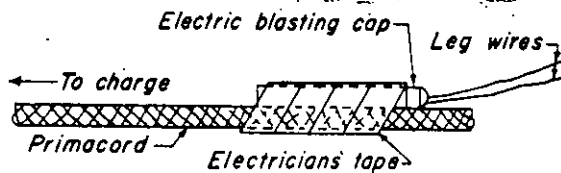


(b) LACING METHOD NO. 2
Punch diagonal holes from the center to the top and bottom. Punch a third hole centrally in bottom. Lace Primacord as indicated and pull up snug.

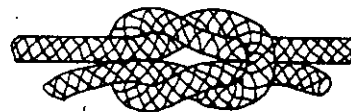


(c) HALF HITCH — USE FOR CONNECTING BRANCHES TO THE MAIN LINE

(d) CONNECTION TO MAIN LINE

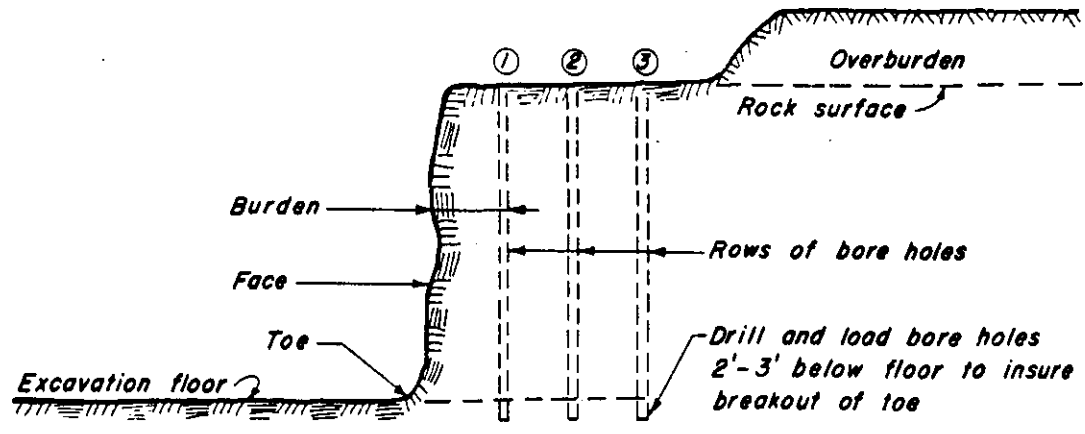


(e) DETONATING CONNECTION FOR PRIMACORD

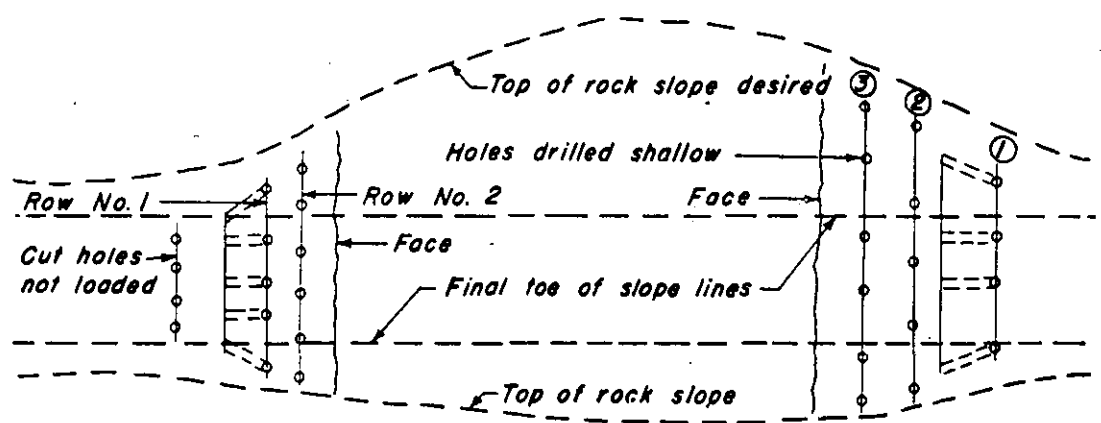


(f) SQUARE KNOT — USE ONLY ON MAIN LINE

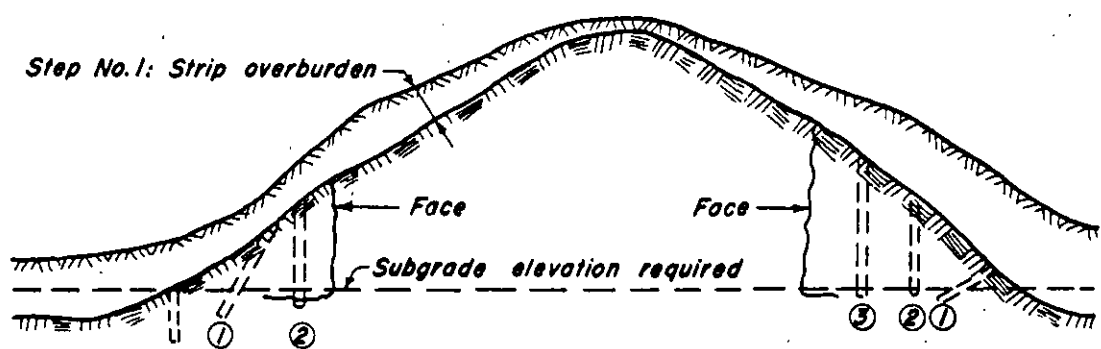
DEVELOPING A FACE



(a) SECTION THROUGH BLASTING FACE AND TERMINOLOGY



PLAN

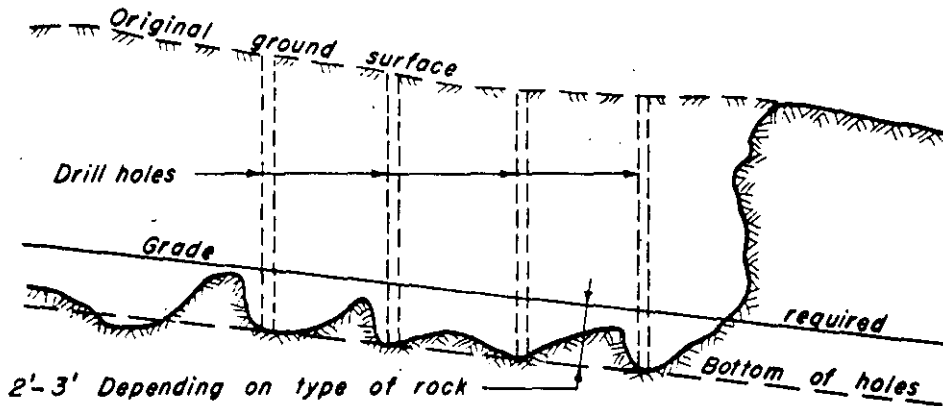


LONGITUDINAL SECTION

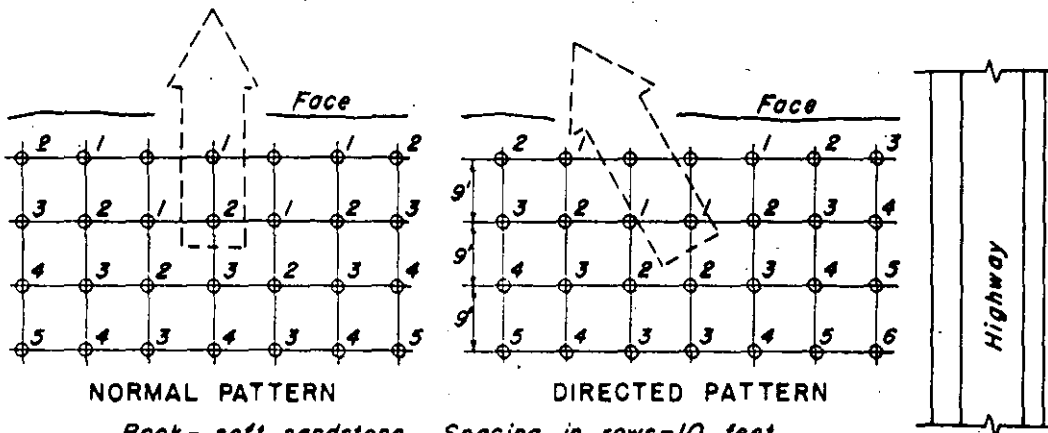
(b) ALTERNATE METHODS - DEVELOPING A FACE IN HIGHWAY CUTS

St

BLASTING DETAILS



(a) "SHOOTING OUT THE TOE"

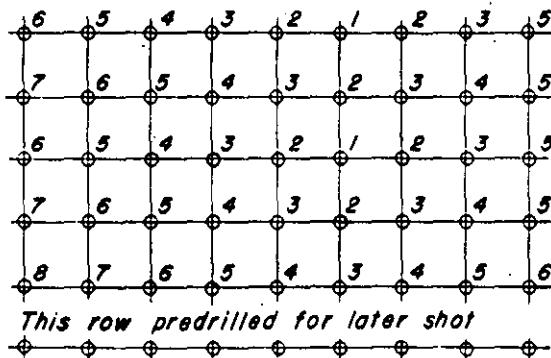


NORMAL PATTERN

DIRECTED PATTERN

Rock - soft sandstone. Spacing in rows - 10 feet.
 Depths - variable. Dynamite - 40% gelatin. 1/4 lb/cu yd.

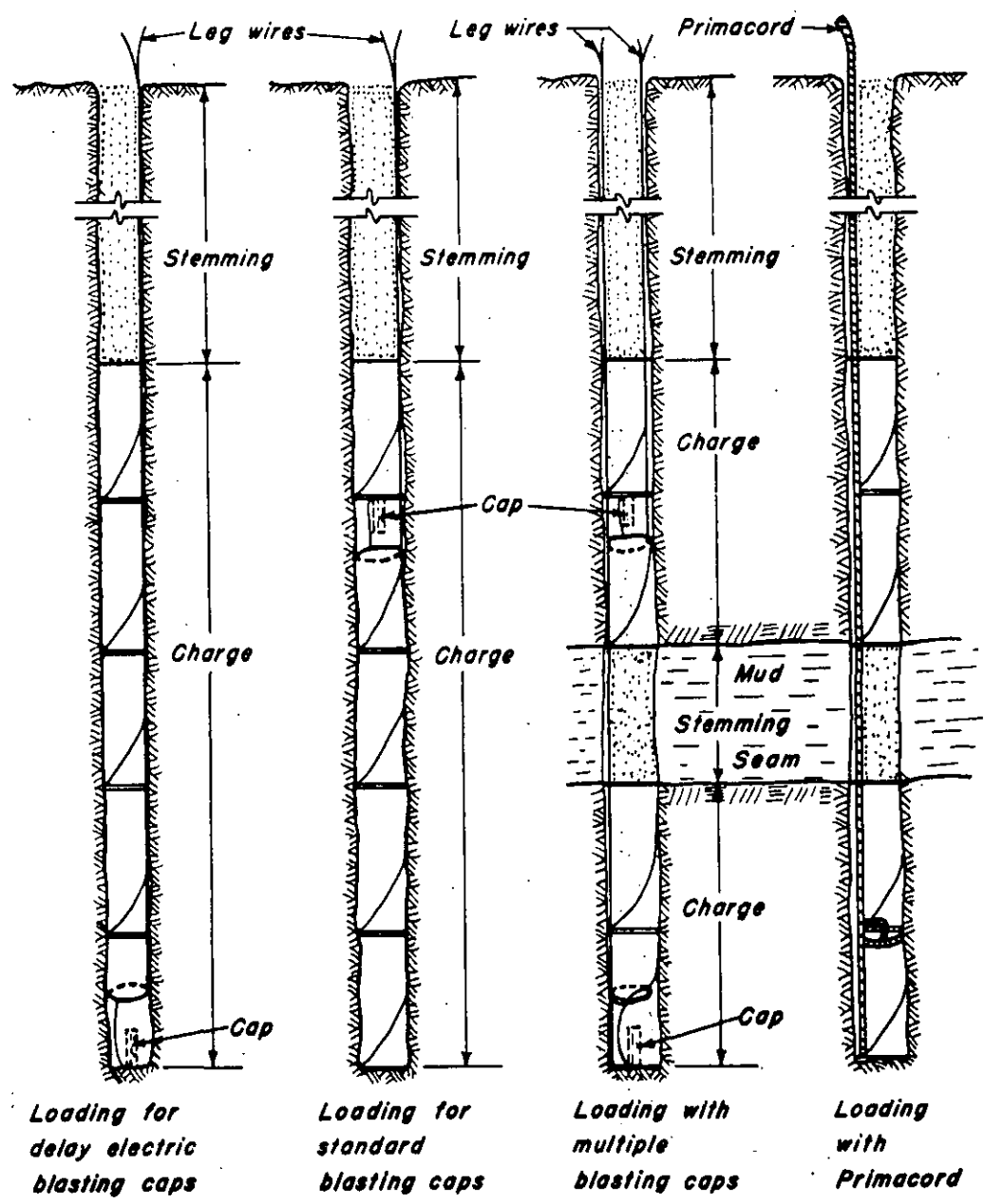
(b) DIRECTIONAL BLASTING WITH TIME DELAYS



Breakback into predrilled holes prevents loading and increases depth of burden for next shot.
 Rock - trap rock (low density).
 Spacing - 5 feet both ways.
 Depth - 14 feet
 Dynamite - 60% gelatin
 0.85 lb/cu yd

(c) CONTROL OF BREAKBACK WITH TIME DELAYS

TYPES OF LOADING



Loading for delay electric blasting caps

Loading for standard blasting caps

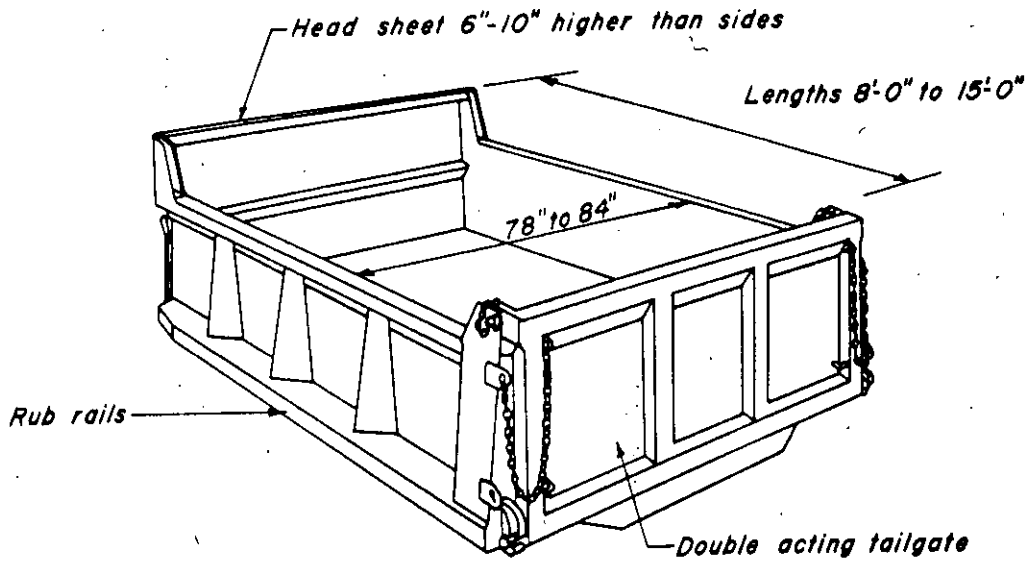
Loading with multiple blasting caps

Loading with Primacord

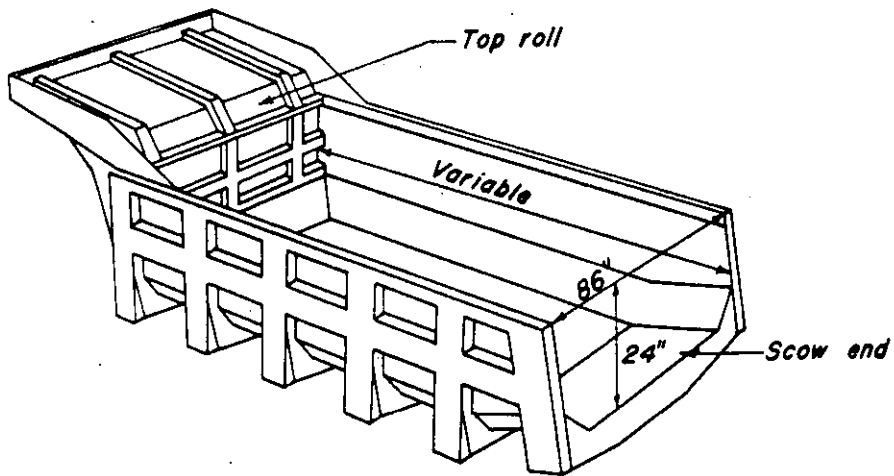
(a) COLUMN LOADING

(b) DECK LOADING

TRUCK BODIES

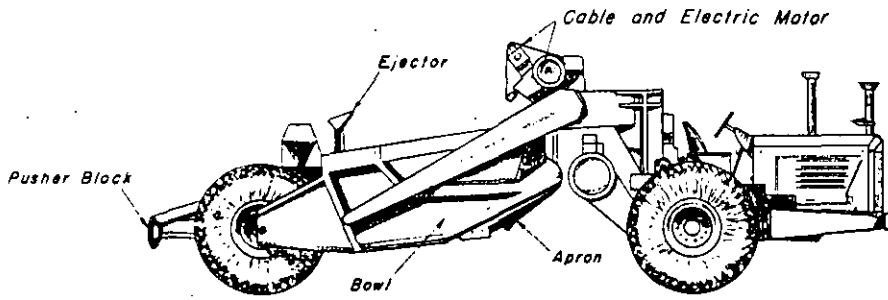


(a) STANDARD DUMP TRUCK BODY

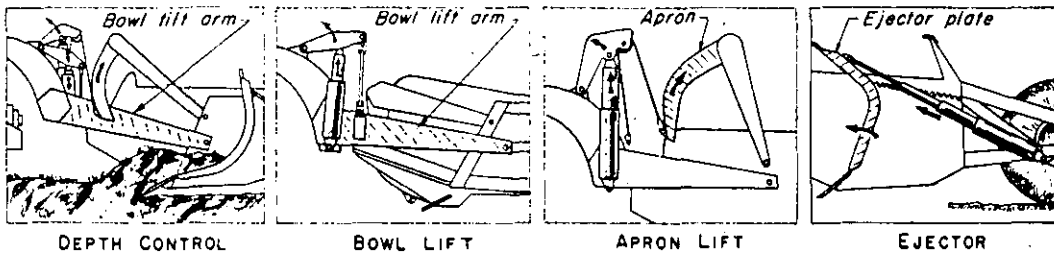


(b) STANDARD ROCK BODY

SCRAPER CHARACTERISTICS



(a) CABLE OPERATED SELF-PROPELLED SCRAPER



(b) DETAILS OF HYDRAULICALLY OPERATED SCRAPER

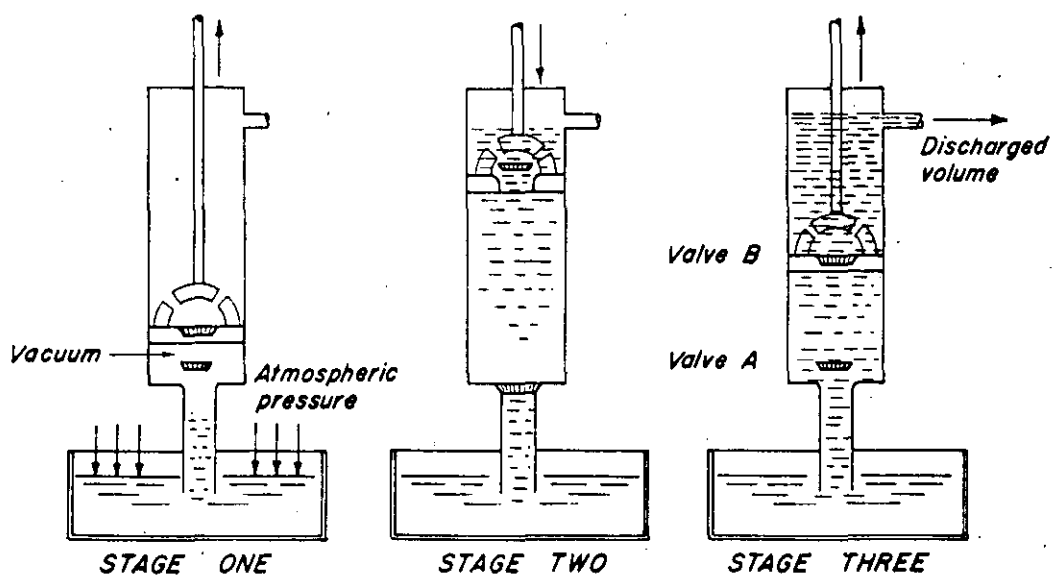
Self-propelled scrapers

| Manufacturer | Model No. | Struck capacity, in cu yd | Heaped capacity, in cu yd | Tons capacity | Shipping weight, in lb | Scraper control | Width of turn, in in. | Max travel speeds — top gear, in mph |
|-------------------------|-----------|---------------------------|---------------------------|---------------|------------------------|-----------------|-----------------------|--------------------------------------|
| Seaman-Gunnison | 650-5 | 5 | 6 | 7 | 16,300 | Hydraulic | 264 | 20.5 |
| Euclid | S-7 | 7 | 9 | 10.5 | 26,500 | Hydraulic | 336 | 22.0 |
| Michigan | 110 | 8 | 10.5 | 13 | 28,000 | Hydraulic | 340 | 31 |
| Allis-Chalmers | TS-260 | 11 | 14 | 18 | 44,800 | Hydraulic | 371 | 28 |
| Caterpillar | 442 | 14 | 18 | 21 | 47,150 | Cable | 360 | 20 |
| Euclid | SS-18 | 18 | 25 | 27.5 | 56,000 | Hydraulic | 496 | 21.5 |
| Curtis-Wright | CW-220 | 20 | 27 | 31 | 69,000 | Cable | 438 | 34.4 |
| LeTourneau Westinghouse | B | 21 | 28 | 32.5 | 69,400 | Electric | 478 | 28.6 |
| International Harvester | 295 | 24 | 31 | 36 | 70,950 | Cable | 456 | 30.5 |

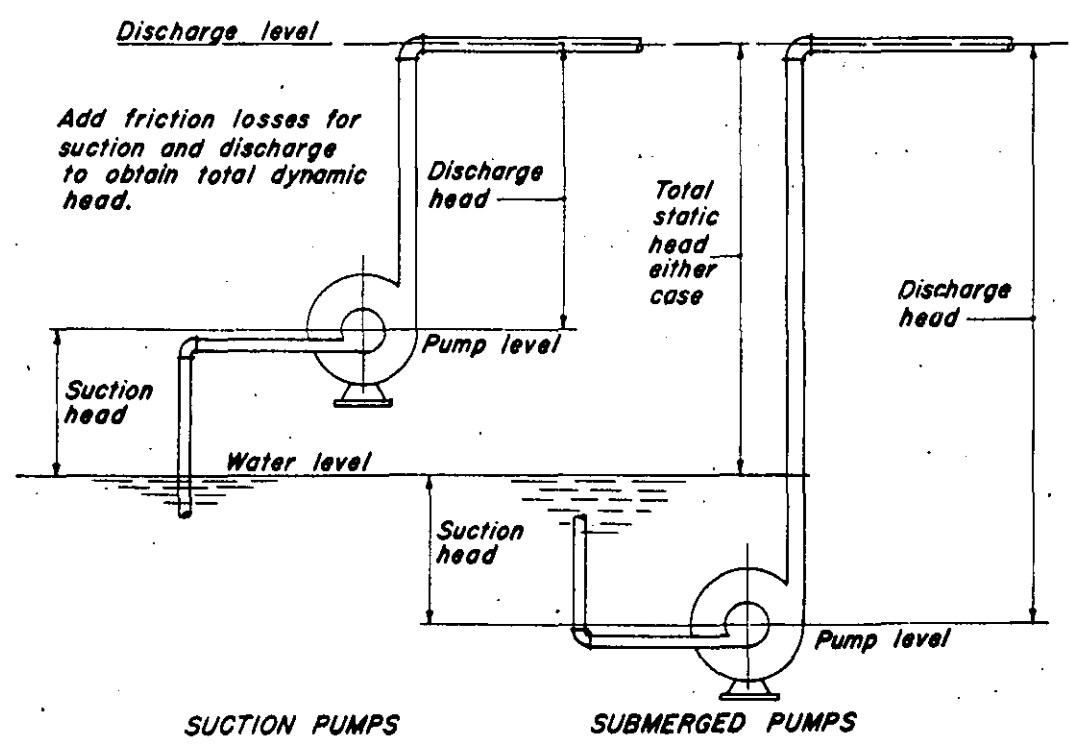
Tractor-drawn scrapers

| Manufacturer | Model No. | Struck capacity, in cu yd | Heaped capacity, in cu yd | Tons capacity | Shipping weight, in lb | Scraper control | Width of turn, in in. | Minimum tractor DBHP, in tons |
|-------------------------|-----------|---------------------------|---------------------------|---------------|------------------------|-----------------|-----------------------|-------------------------------|
| Oliver | ST-530 | 2.5 | 3.0 | 4 | 4,600 | Hydraulic | 186 | 30 |
| Allis-Chalmers | 44 | 4 | 5.5 | 6.5 | 6,600 | Hydraulic | 237 | 40 |
| BE-ge | ST-769 | 5.3 | 6.7 | 7.6 | 8,500 | Hydraulic | 228 | 50 |
| Ateco | H-99 | 8 | 10 | 11 | 12,500 | Hydraulic | 252 | 60 |
| Allied | KS-1000 | 10 | 13 | 14 | 20,600 | Cable | 228 | 100 |
| LeTourneau Westinghouse | CT | 12.2 | 18 | 20 | 25,100 | Cable | 378 | 110 |
| International Harvester | 4S-85 | 16 | 20 | 27.5 | 34,400 | Cable | 396 | 130 |
| Caterpillar | 463 | 22 | 28 | 33 | 34,800 | Cable | 348 | 180 |
| Curtis-Wright | CWT-26 | 26 | 33 | 36.5 | 51,000 | Cable | 424 | 190 |

PUMP PRINCIPLES

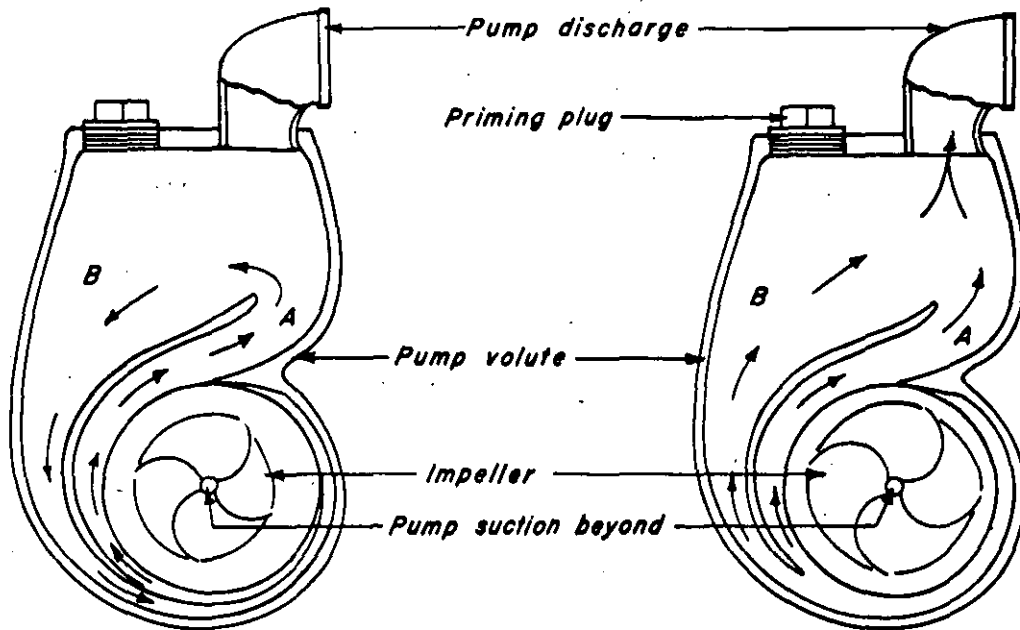


(a) PRINCIPLE OF THE LIFT PUMP



(b) PRINCIPLES OF DETERMINING PUMPING HEADS

THE SELF-PRIMING PRINCIPLE AND IMPELLERS



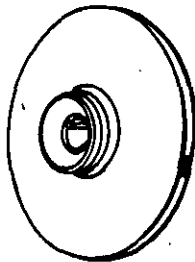
(a) PRIMING

Air and water discharged through channel "A". Air escapes. Water returns through channel "B".

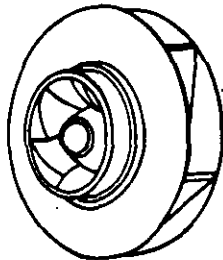
(b) PUMPING

Priming cycle has been completed. Water now flows upward through both volute channels.

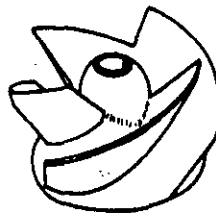
PRINCIPLE OF SELF - PRIMING CENTRIFUGAL PUMP



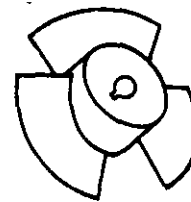
(c) STRAIGHT VANE
up to 2000 gpm



(d) FRANCIS VANE
2000 gpm to 10,000 gpm



(e) MIXED VANE
10,000 gpm to 30,000 gpm

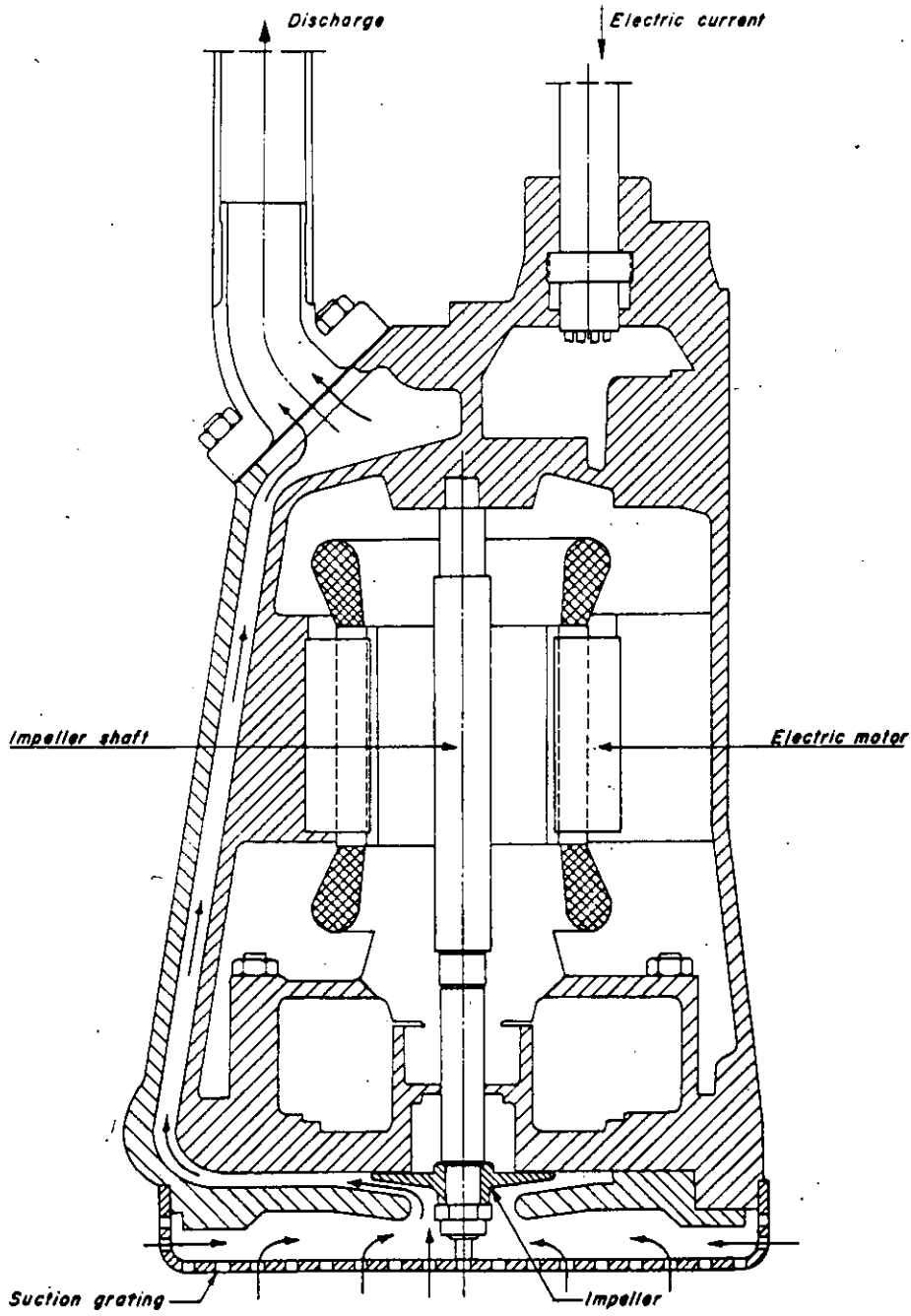


(f) AXIAL VANE
over 30,000 gpm

Capacities at 680 rpm for 30-foot head

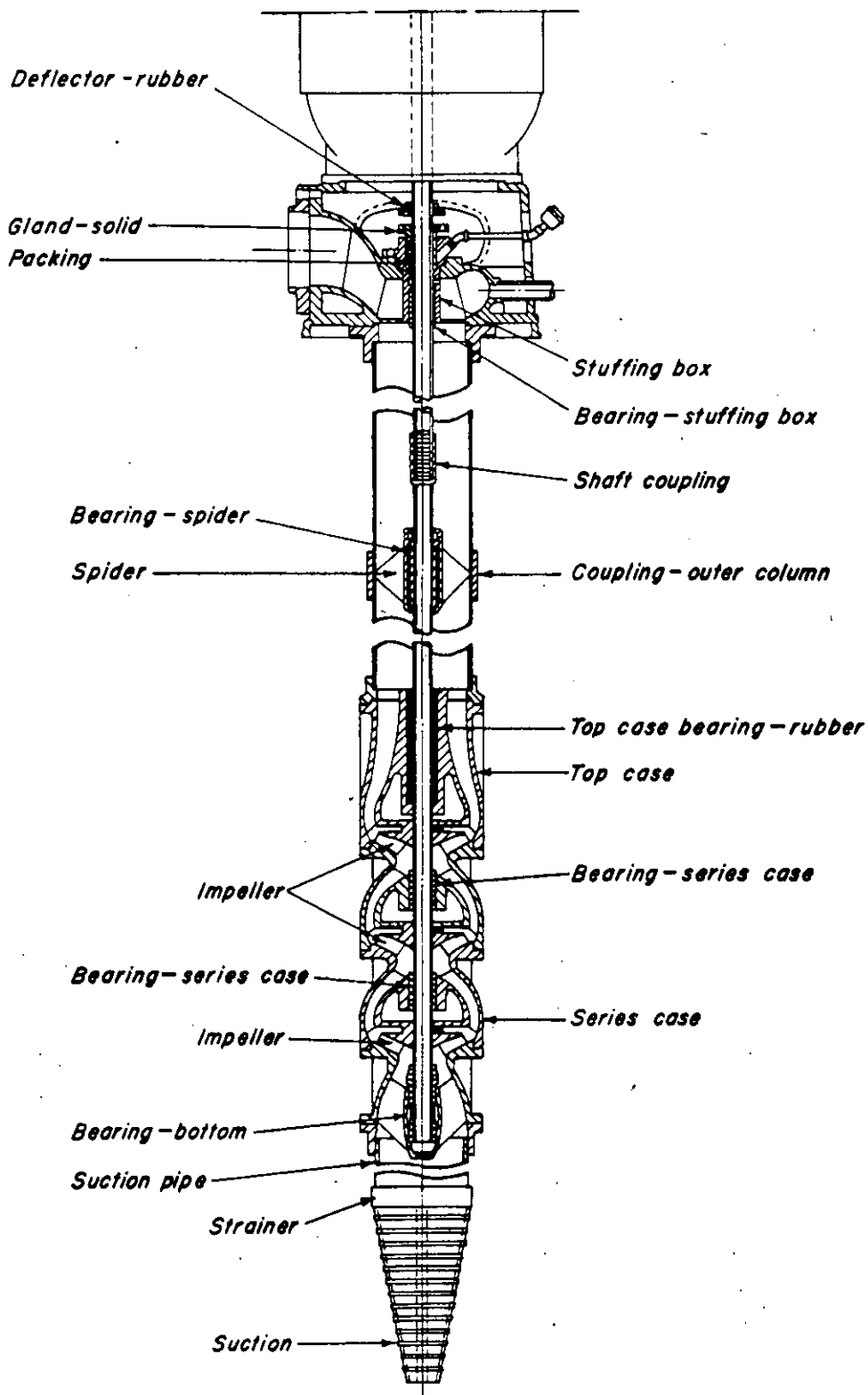
TYPES OF IMPELLERS

THE FLYGT PUMP

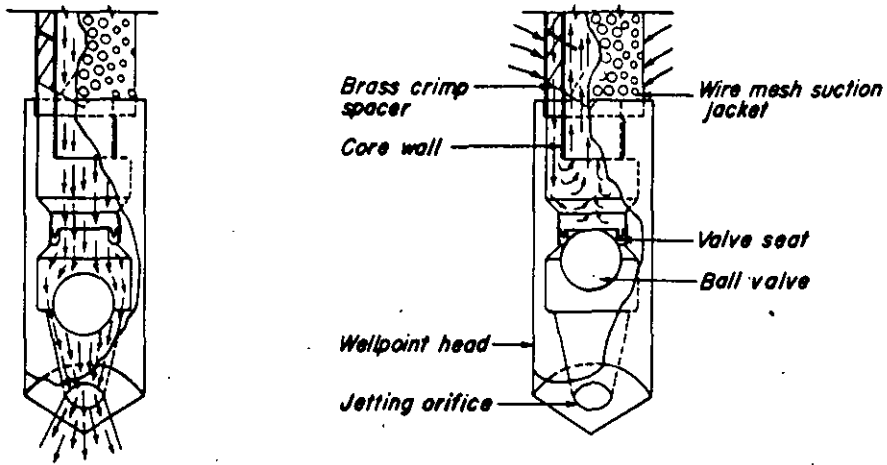


SUBMERSIBLE PUMP

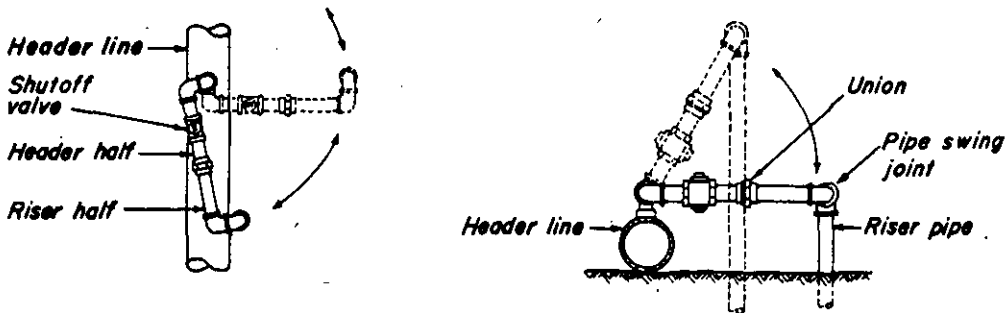
DEEP-WELL TURBINE PUMP



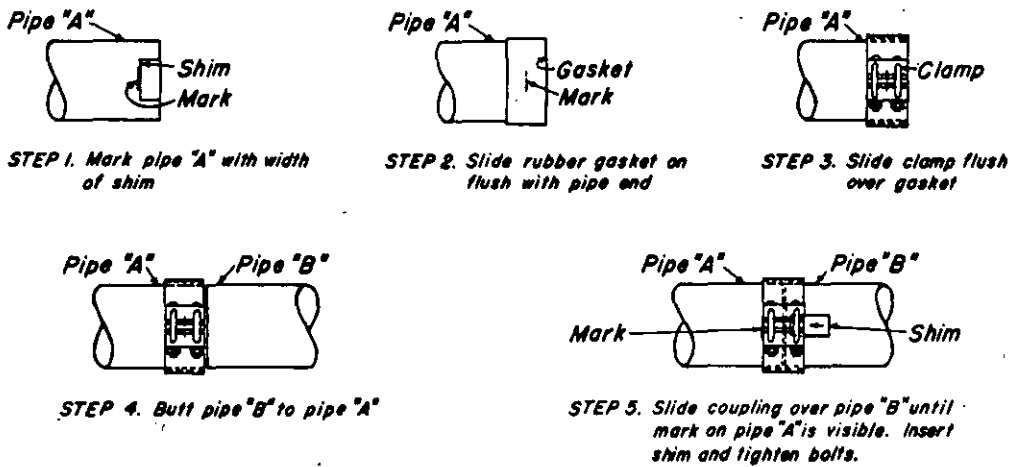
WELLPOINT ASSEMBLIES



(a) Jetting and pumping

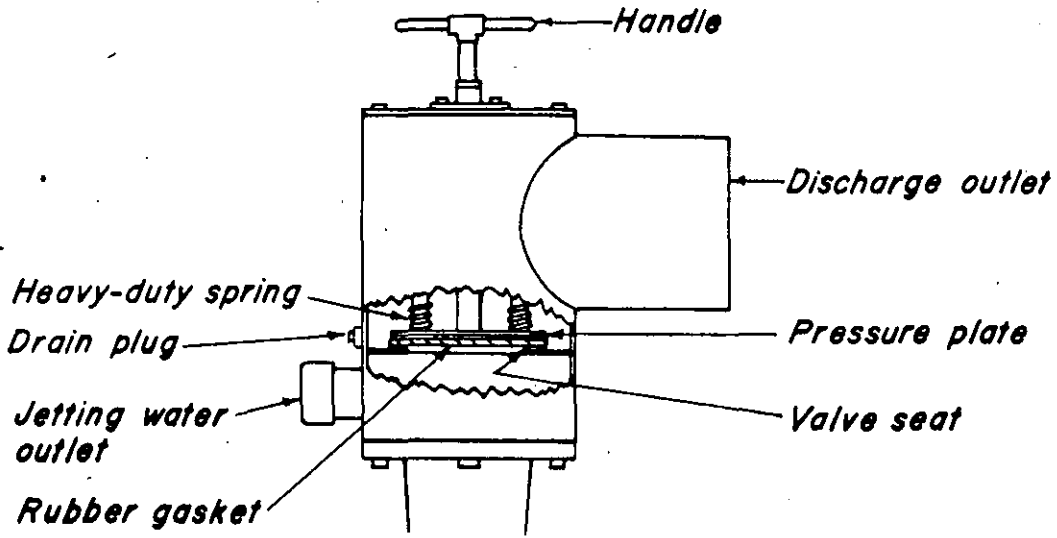


(b) Swing joint

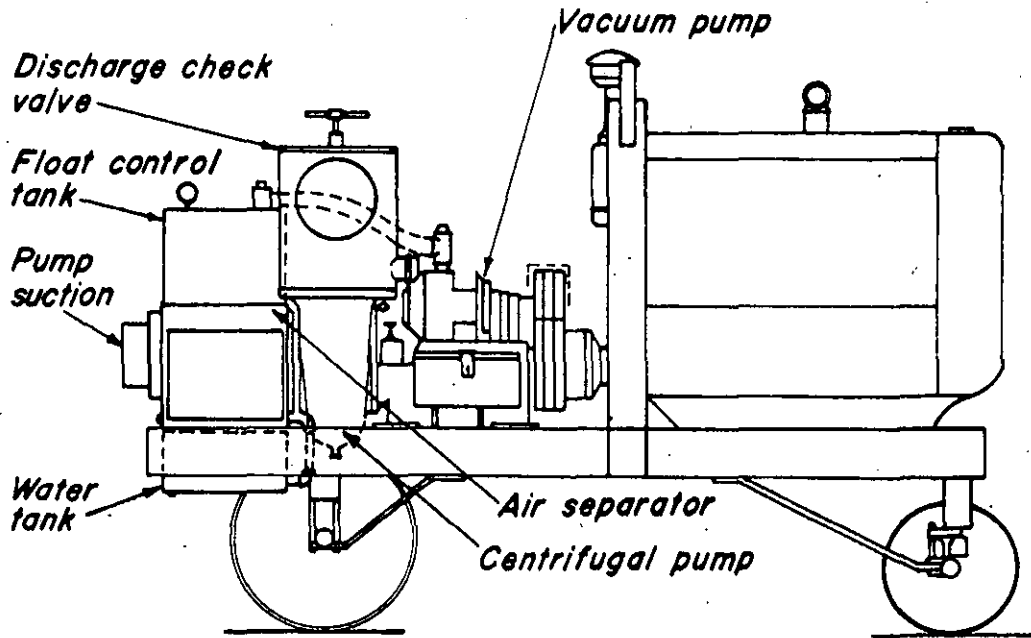


(c) Band coupling assembly

WELLPOINT PUMPS

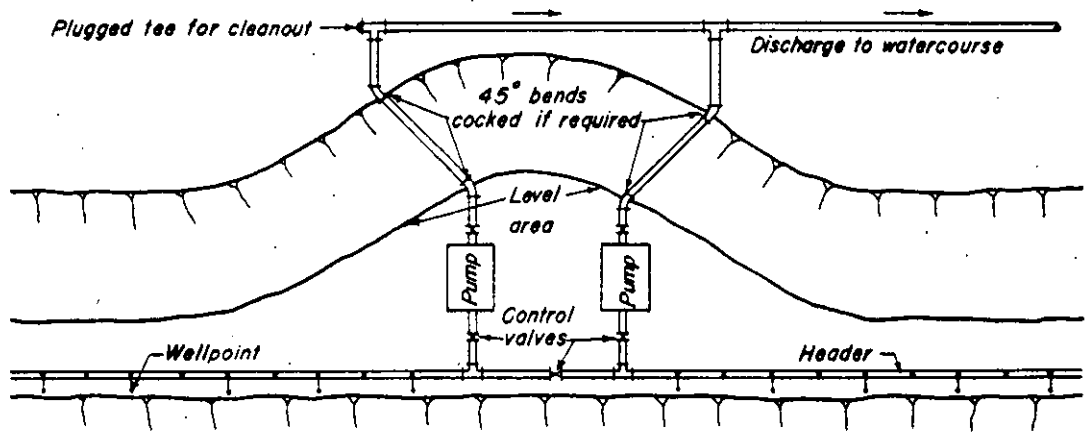


(a) Discharge check valve

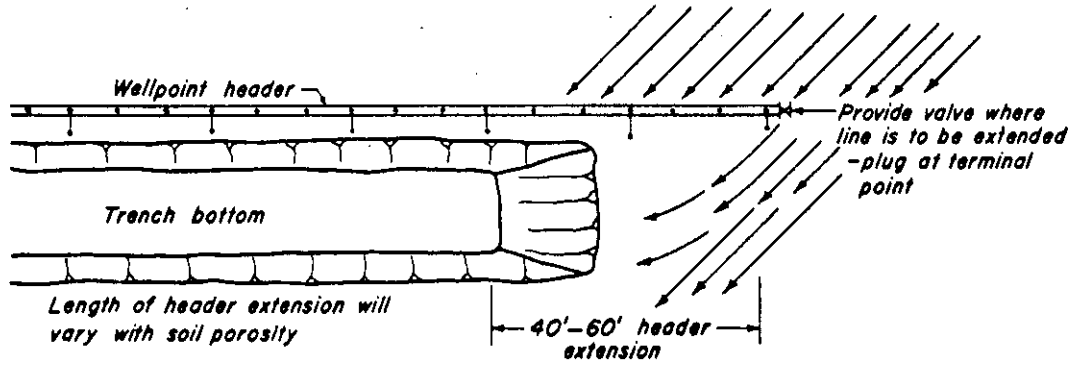


(b) Wellpoint pump

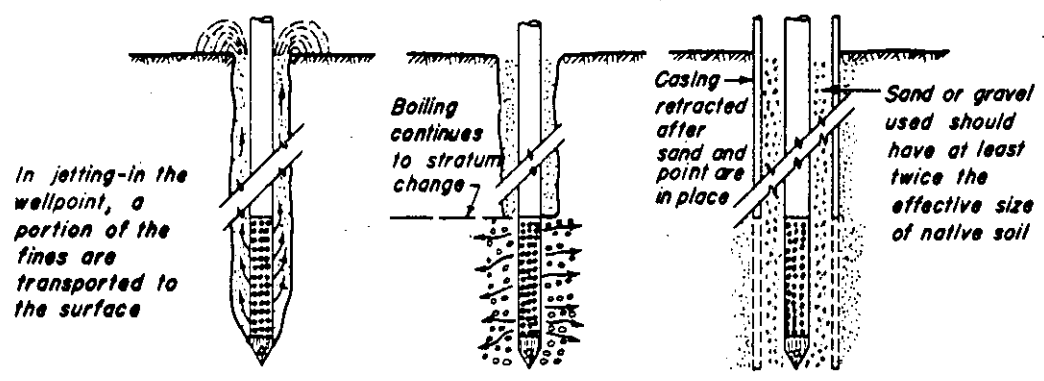
FEATURES OF WELLPOINT INSTALLATIONS



(a) WELLPOINT PUMP SETUP ON INTERMEDIATE BERM



(b) EXTENSION OF TRENCH WELLPOINTS TO INTERCEPT ANGLED FLOW

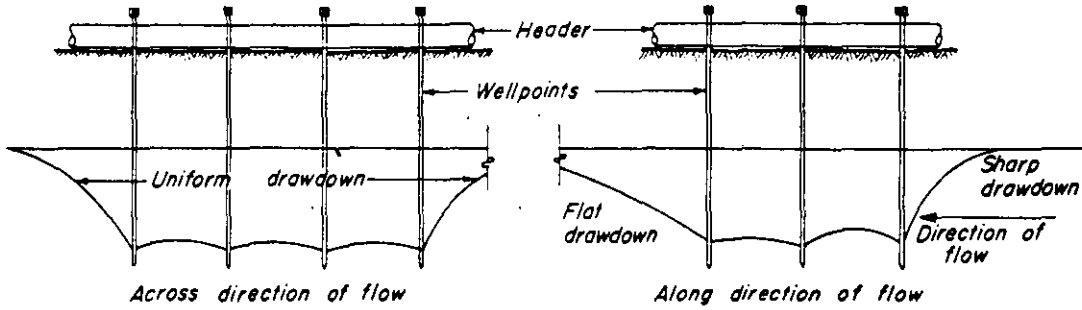


(c) BOILING EFFECT

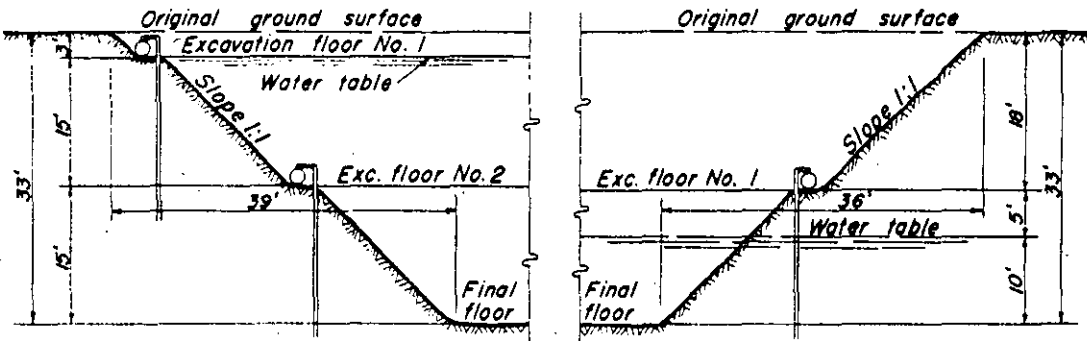
(d) LOSS OF BOIL

(e) SCREENED WELLPOINT

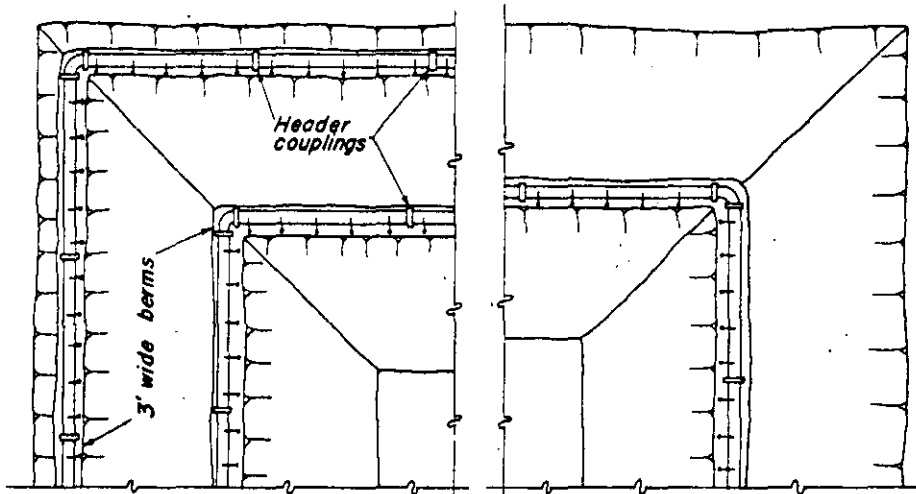
CHARACTERISTICS OF WELLPOINT SYSTEMS



(a) DRAWDOWN IN AQUIFERS WITH UNIFORM PERMEABILITY

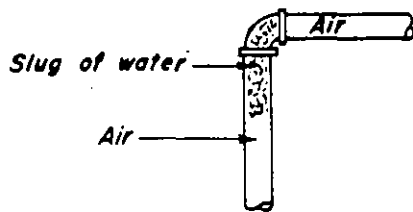


(b) VARIATIONS IN WELLPOINT INSTALLATION WITH GROUND-WATER LEVEL

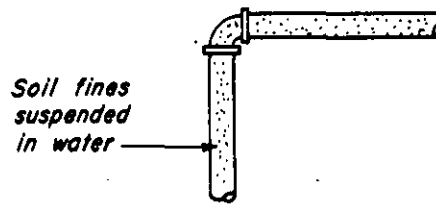


(c) VARIATIONS IN HEADER LENGTH AND WELLPOINT COUNT WITH TYPE OF INSTALLATION

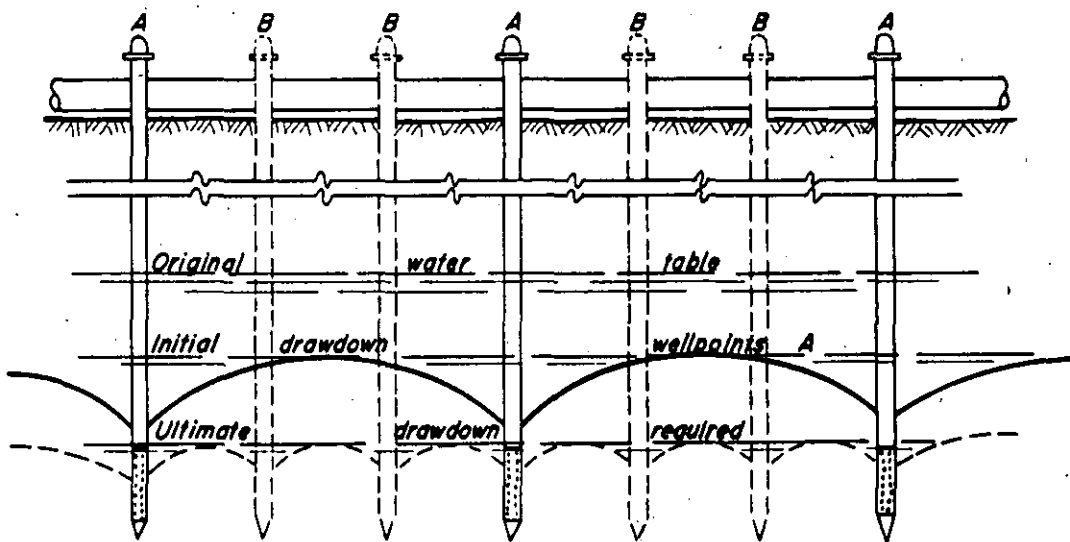
CONDITIONS AFFECTING WELLPOINT OPERATION



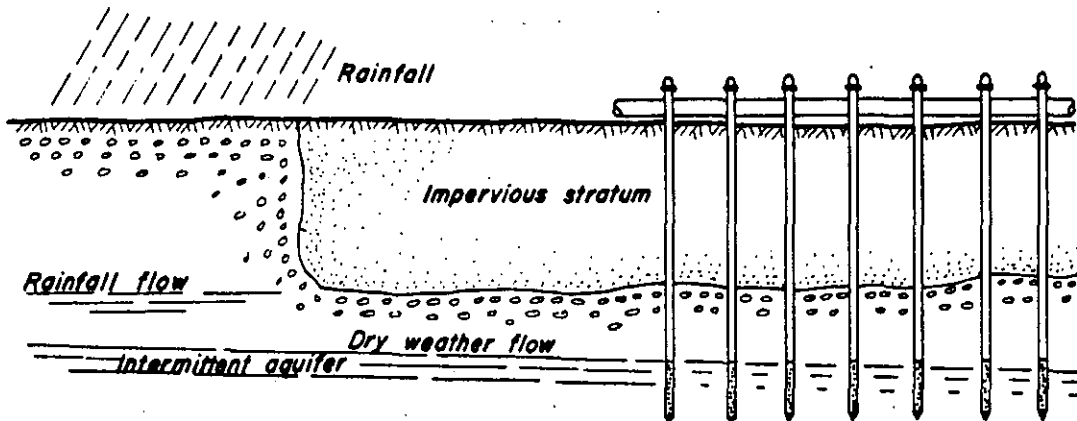
(a) INTERMITTENT FLOW CAUSING LOSS OF VACUUM: THROTTLE STOP COCK.



(b) HIGH VELOCITY TRANSPORTING FINES: REDUCE FLOW OR RE-JET.

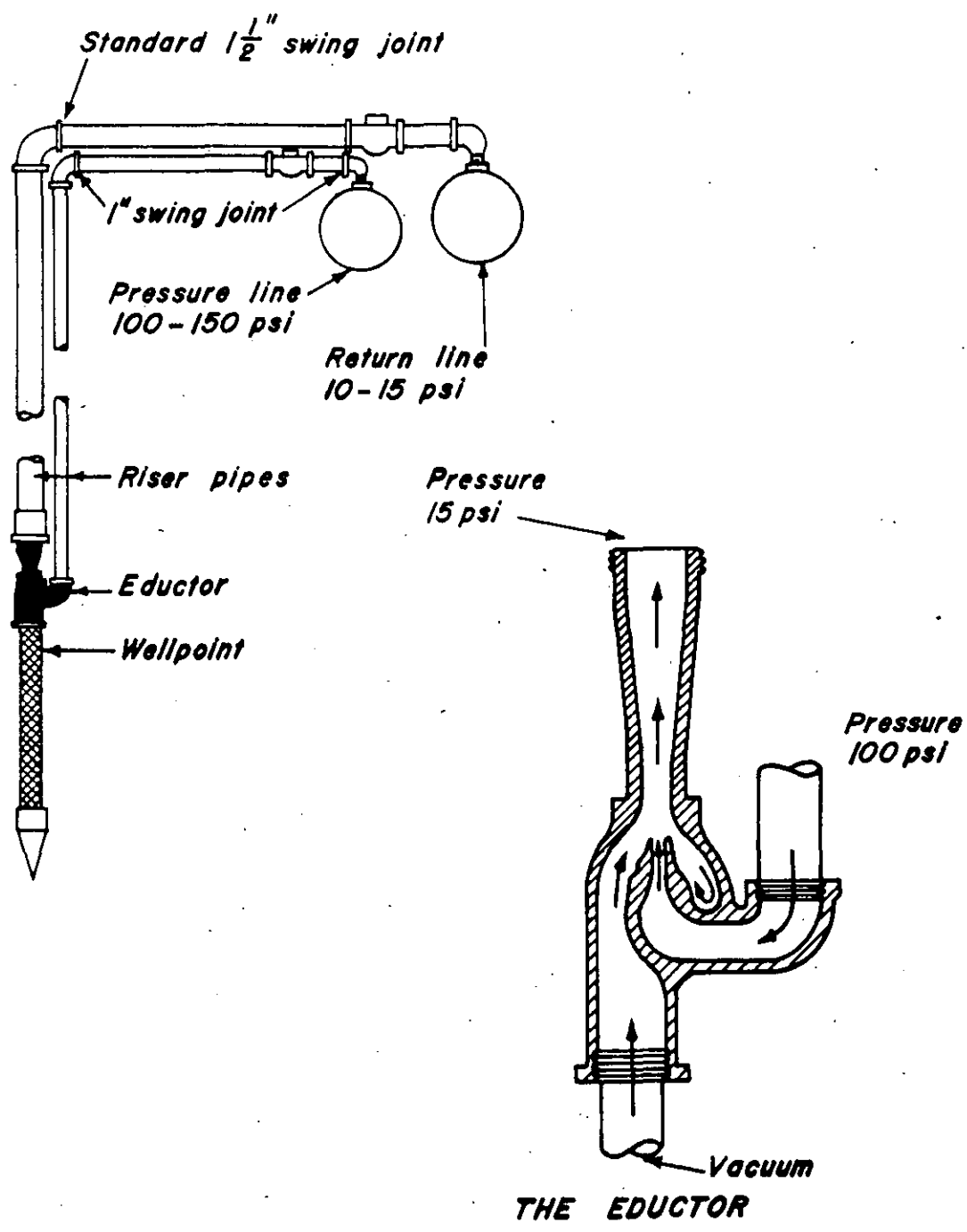


(c) CONTROL OF DRAWDOWN BY ADDING WELLPOINTS

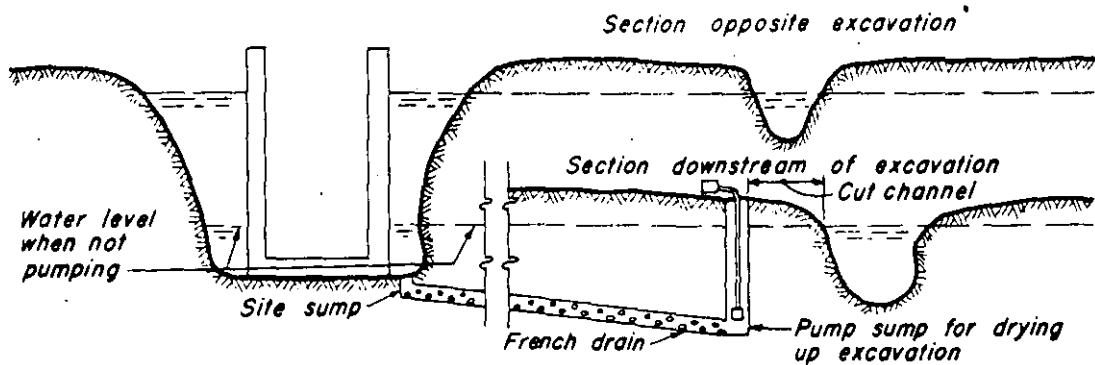


(d) VARIABLE FLOW INDUCED BY HYDROLOGIC CYCLE

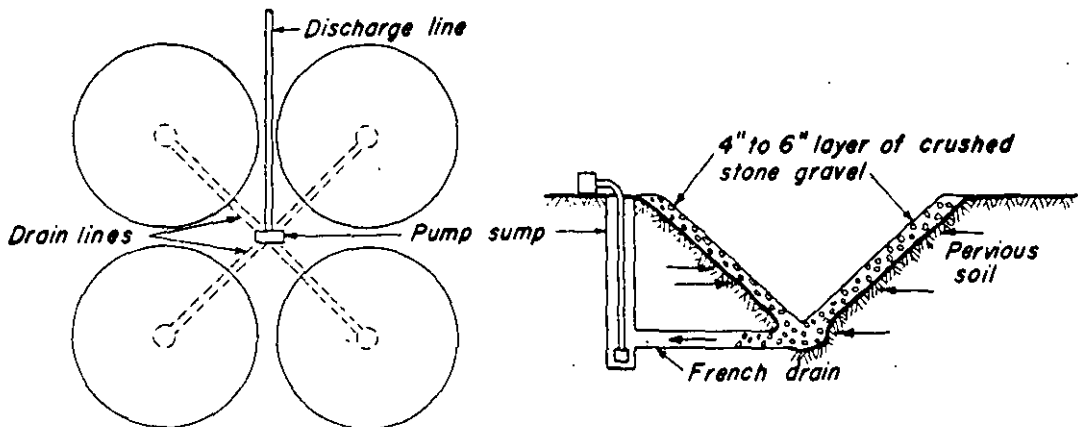
EDUCTORS USED WITH WELLPOINTS



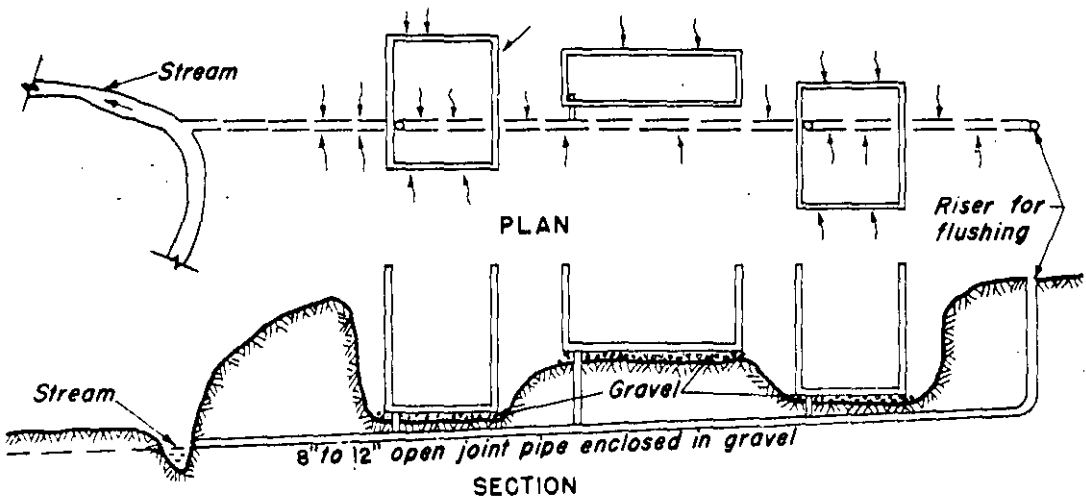
DEWATERING SYSTEMS



(a) METHOD OF PROVIDING FLOTATION PROTECTION

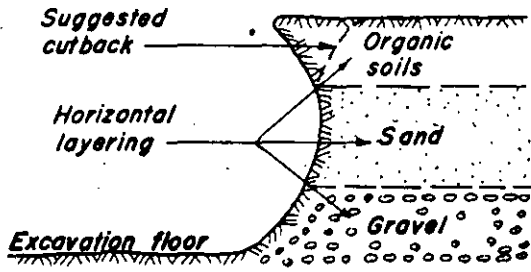


(b) DEWATERING SYSTEM FOR HOPPER BOTTOM TANKS

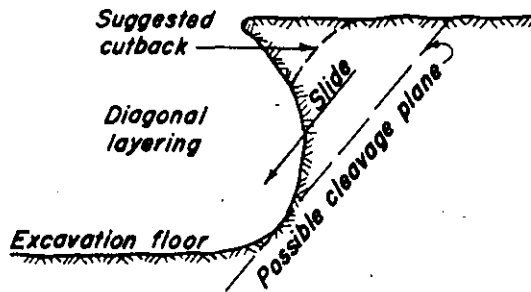


(c) PERMANENT DRAINAGE SYSTEM TO CONTROL UPLIFT

BASIC CAUSES OF BANK COLLAPSE

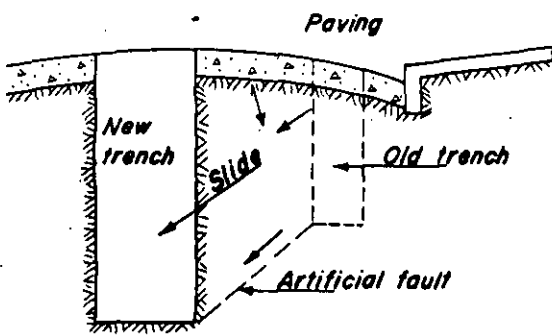


(a) WITH HORIZONTAL LAYERING

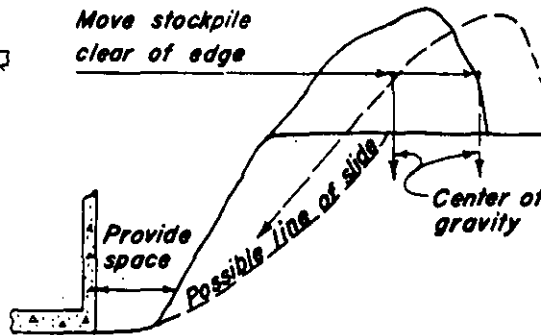


(b) WITH TILTED LAYERING

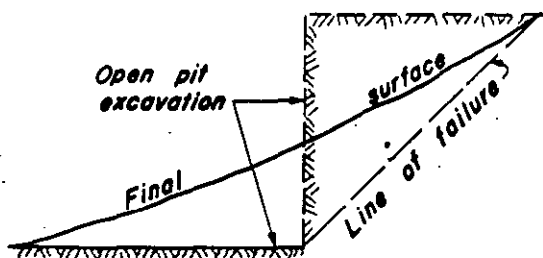
EFFECT OF STRATIFICATION ON BANK PRODUCED BY POWER SHOVEL



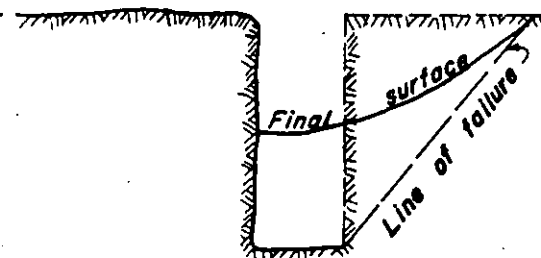
(c) EFFECT OF PREVIOUS EXCAVATION



(d) EFFECT OF OVERLOADING PIT BANK

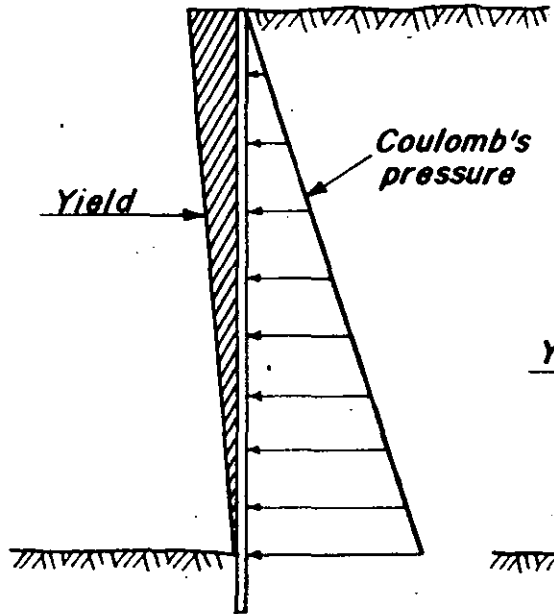


(e) EFFECT OF SLIDE IN OPEN PIT

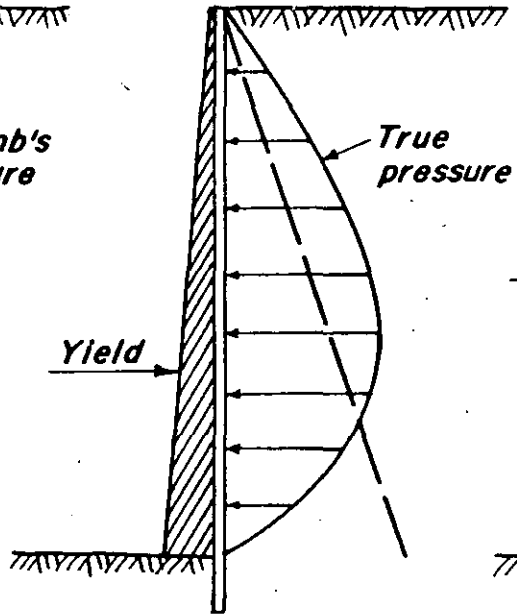


(f) EFFECT OF SLIDE IN TRENCH

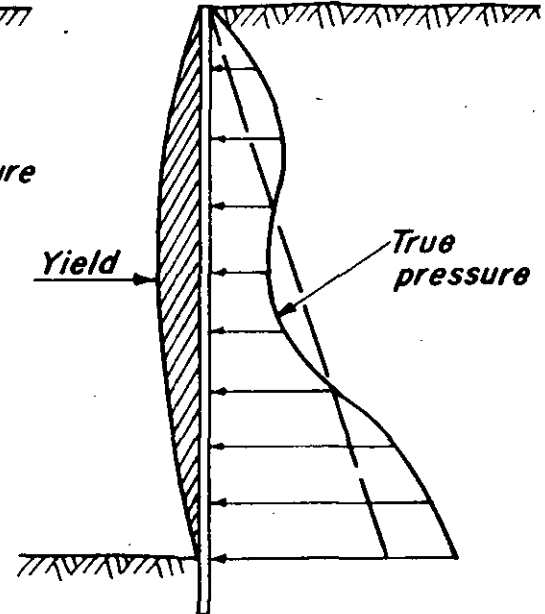
ASPECTS OF "LET IT SLIDE AND SHOVEL IT OUT" PRINCIPLE



(a) Case one
Yield at top



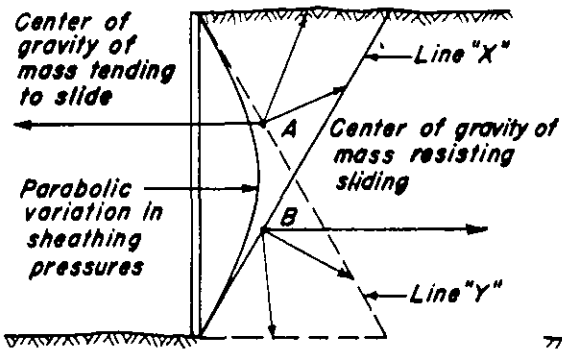
(b) Case two
Yield at bottom



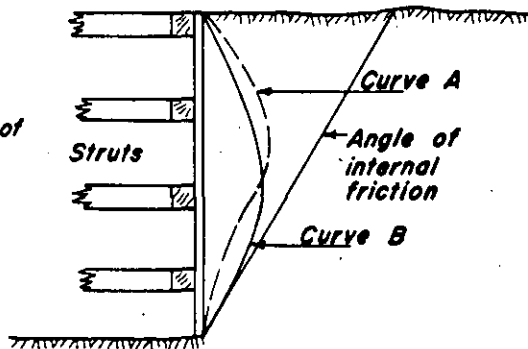
(c) Case three
Yield at center

YIELD LOCATION AND PRESSURE

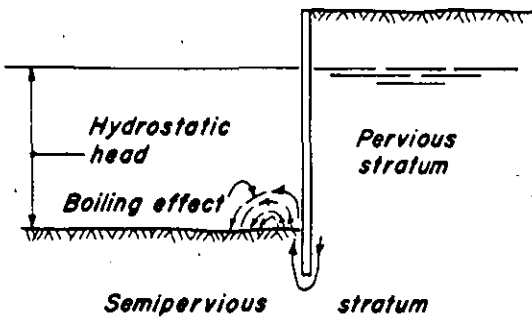
GENERAL SHEATHING DESIGN ELEMENTS



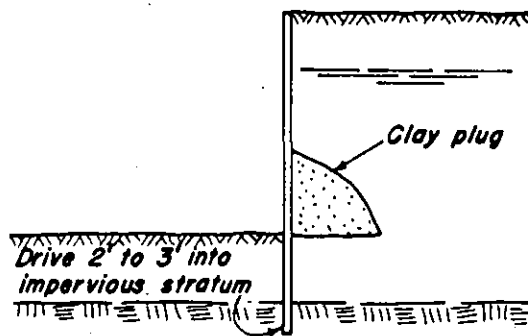
(a) THEORETICAL PRESSURE CURVE DEVELOPED BEHIND SHEATHING



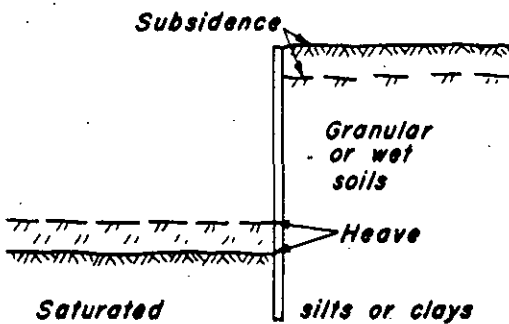
(b) ACTUAL PRESSURE CURVES DEVELOPED BY STRUT-LOADING



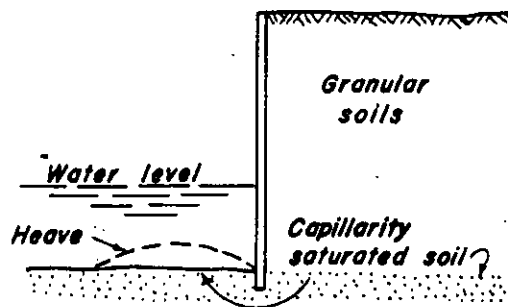
(c) BOILING EFFECT PRODUCED IN PEROUS AND SEMIPEROUS STRATA BY HYDROSTATIC HEAD



(d) ALTERNATE METHODS OF CONTROLLING BOIL

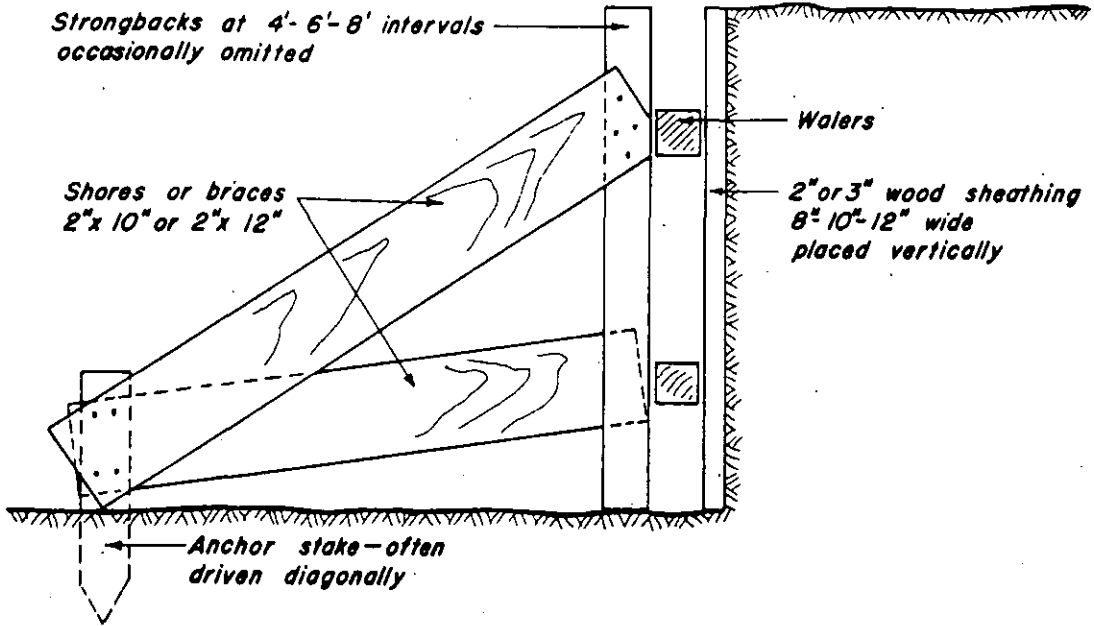


(e) HEAVE DUE TO SATURATION

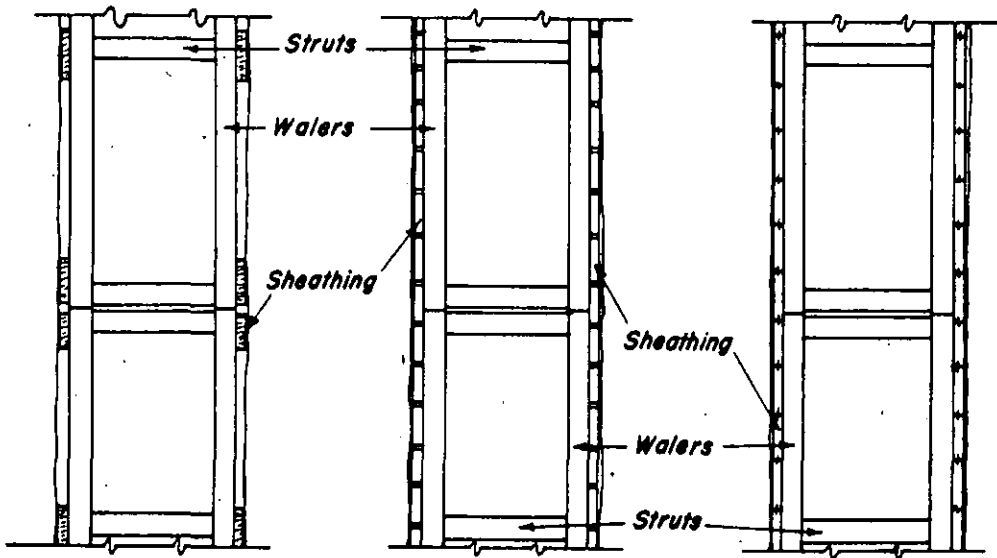


(f) HEAVE DUE TO CAPILLARITY

EXCAVATION TIMBERING



(a) NOMENCLATURE OF OPEN-PIT SHORING



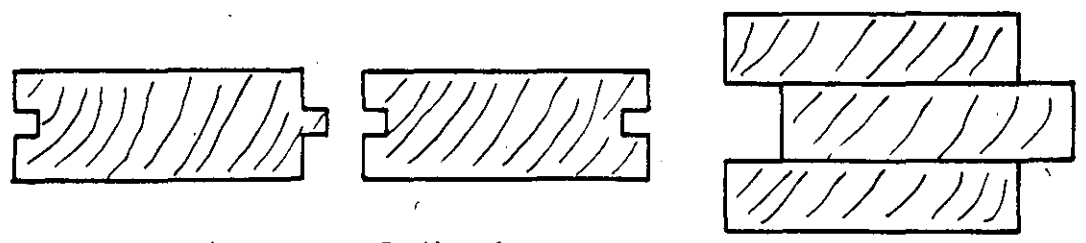
(b) SKELETON SHEATHING

(c) CLOSE SHEATHING

(d) TIGHT SHEATHING

PLAN VIEW - TRENCH SHEATHING TYPES

WOOD SHEATHING DETAILS

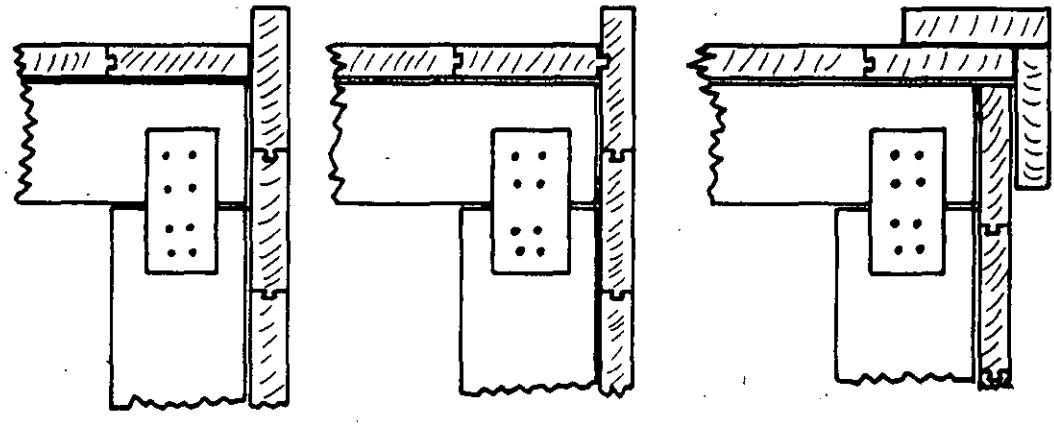


Tongue and groove generally used

Splined (spline is double tongue), Rare

Built-up (planks bolted or spiked)

(a) TYPES OF WOOD SHEATHING



Butted

Grooved

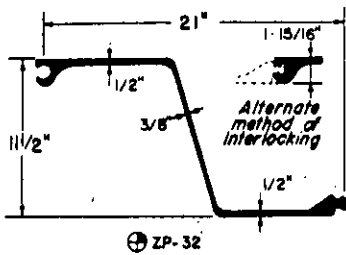
Lapped

(b) TYPES OF CORNER CLOSURES

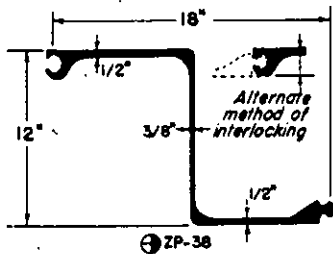
STEEL-SHEET PILING SECTIONS

STEEL-SHEET PILING SECTIONS ROLLED IN THE UNITED STATES

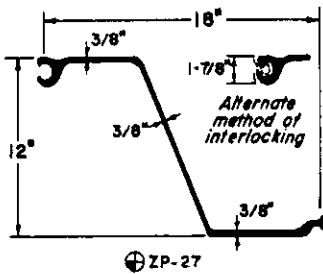
BETHLEHEM



⊕ ZP-32



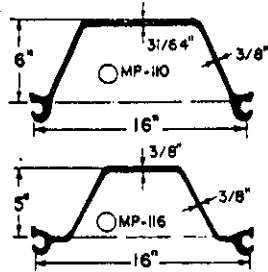
⊕ ZP-38



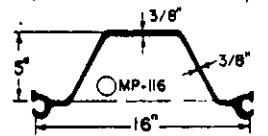
⊕ ZP-27

Note: Comparable sections rolled by U.S. Steel are MZ-32, MZ-38, MZ-27

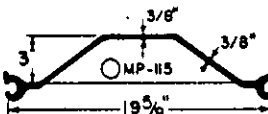
U.S. STEEL



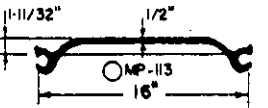
○ MP-110



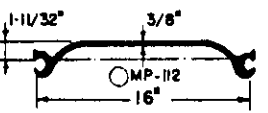
○ MP-116



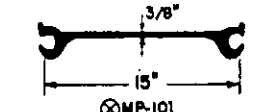
○ MP-115



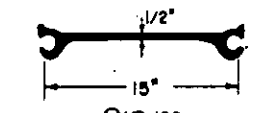
○ MP-113



○ MP-112

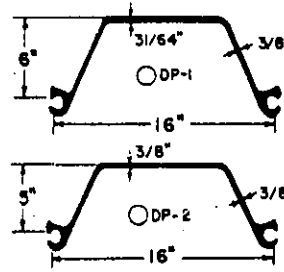


⊗ MP-101

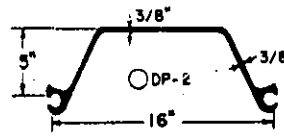


⊗ MP-102

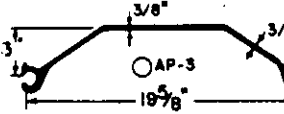
BETHLEHEM



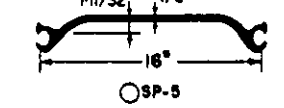
○ DP-1



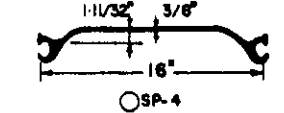
○ DP-2



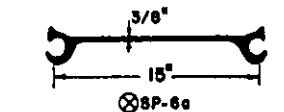
○ AP-3



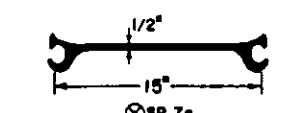
○ SP-5



○ SP-4

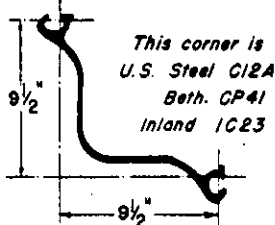
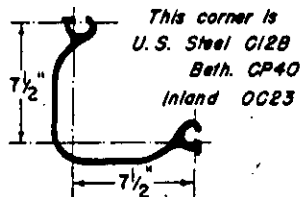


⊗ SP-6e



⊗ SP-7e

ROLLED CORNERS

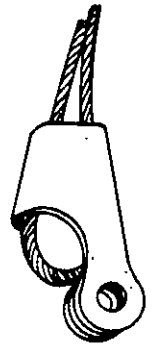
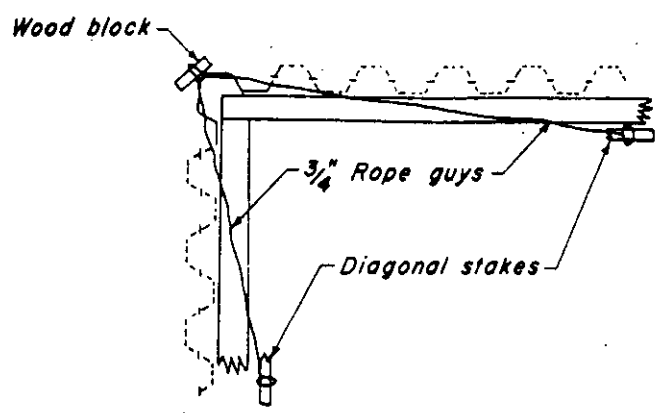


All corners weigh 30.7 lb per lineal foot

Characteristics of steel-sheet piling

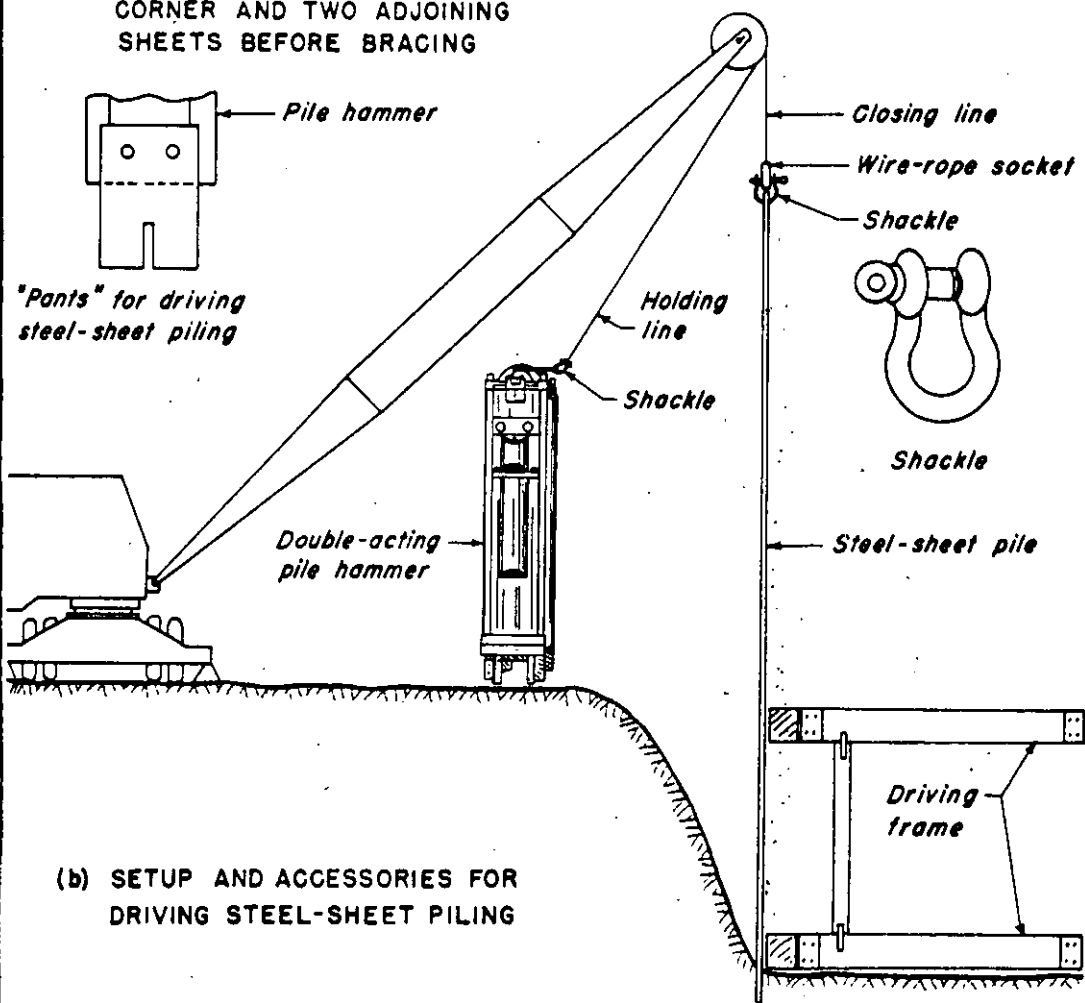
| U.S. Steel symbol | MP 110 | MP 116 | MP 115 | MP 113 | MP 112 | MP 101 | MP 102 | MZ 32 | MZ 38 | MZ 27 |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| Bethlehem symbol | 1 | 2 | 3 | 5 | 4 | 6A | 7A | 32 | 38 | 27 |
| Inland Steel symbol | 32 | 27 | 22 | 28 | 23 | 28S | | | | |
| Weight per lineal foot | 42.7 | 36.0 | 36.0 | 37.3 | 30.7 | 35.0 | 40.0 | 56.0 | 57.0 | 40.5 |
| Weight per square foot | 32.0 | 27.0 | 22.0 | 28.0 | 23.0 | 28.0 | 32.0 | 32.0 | 38.0 | 27.0 |
| Section modulus inches per pile | 20.4 | 14.3 | 8.8 | 3.3 | 3.2 | 2.4 | 2.4 | 67 | 70.2 | 45.3 |
| Section modulus per lineal foot of wall | 15.3 | 10.7 | 5.4 | 2.5 | 2.4 | 1.9 | 1.9 | 38.3 | 46.8 | 30.2 |
| | | | | | | B-3.0 | B-3.0 | | | |
| | | | | | | B-2.4 | B-2.4 | | | |

DRIVING STEEL-SHEET PILING



Wire-rope socket

(a) BRACING INITIAL CORNER: SET CORNER AND TWO ADJOINING SHEETS BEFORE BRACING



"Pants" for driving steel-sheet piling

(b) SETUP AND ACCESSORIES FOR DRIVING STEEL-SHEET PILING

Note: Relative sizes distorted for clarity.

ESTABILIDAD DE TALUDES “ESTALS”

DESCRIPCION

Para analizar la estabilidad de cortes en excavaciones, el método gráfico de Janbu resulta de gran ayuda en la determinación del factor de seguridad de taludes con geometría simple, material homogéneo y ausencia de nivel freático.

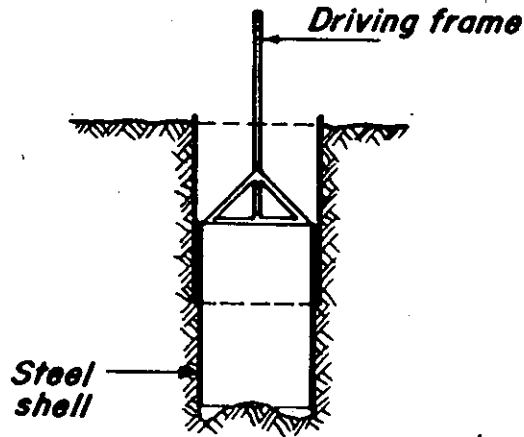
Este programa amplía el espectro de problemas que pueden tratarse, eliminando las limitaciones a la geometría y a la estratigrafía dentro del cuerpo del talud.

Para resolver un problema dado, conviene determinar primero el centro del círculo que daría Janbu para un problema aproximadamente similar al propuesto. Con ese centro como punto de partida y tomando en cuenta que el programa solo analiza círculos de falla que pasen por el pie del talud, se procede por tanteos a la determinación del centro del círculo crítico.

El número de vértices en el perfil del talud y el número de estratos a considerar son prácticamente ilimitados, indicándose el fin de datos con valores nulos de las coordenadas de un vértice o de las propiedades del estrato que no interesa.

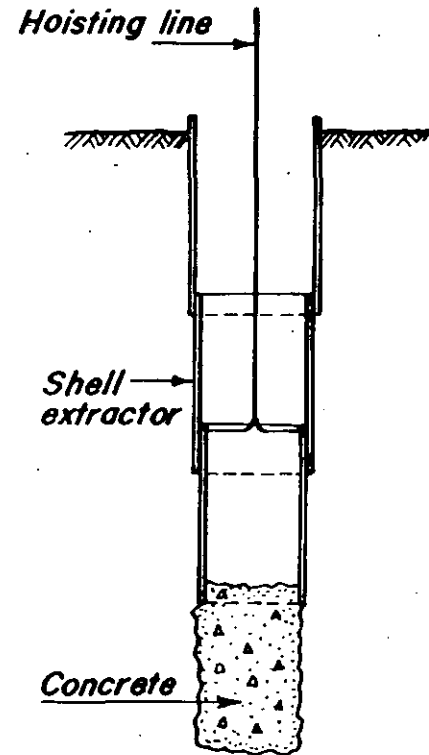
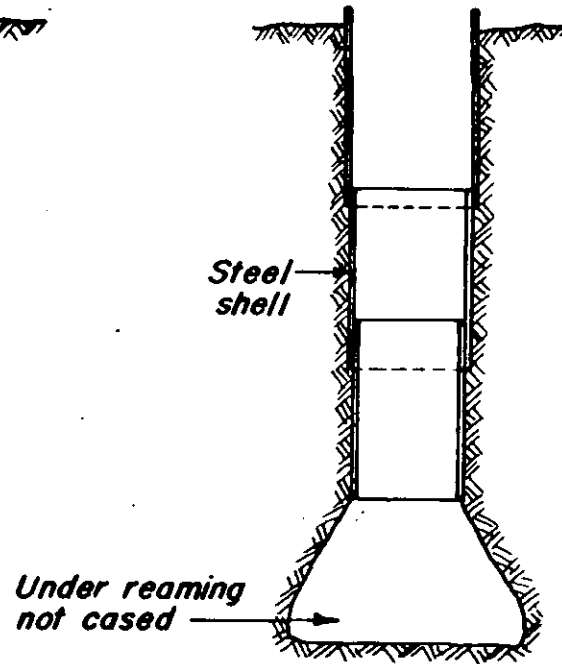
El programa usa menos de 30 segundos para hallar el factor de seguridad de un círculo dado, de manera que en pocos minutos es factible investigar la estabilidad de un caso. En la pantalla del monitor se imprime el factor de seguridad, el radio y las coordenadas del centro del círculo. Con estos datos y considerando que todo círculo se descompone en 15 dovelas, es posible ampliar la investigación para casos más complicados que los resueltos por el programa, tales como la aparición de grietas en materiales con $\Phi = 0$.

Antes de intentar el uso del programa se debe estar familiarizado con el problema, principalmente con su geometría, de manera que los círculos utilizados queden dentro de los límites laterales marcados por las abscisas de los vértices extremos del talud y que el límite inferior del último estrato considerado esté por debajo de tales círculos. En caso de no ser así el programa reportará un error y se detendrá.



Dig caisson:

- 1. By hand*
- 2. With bucket drill*
- 3. With earth auger*



**(a) SINKING
THE
CAISSON**

**(b) UNDER REAMED
DRILLED-IN
CAISSON**

**(c) RETRACTING
THE
SHELL**


```

11000 IF FLAG=0 THEN LET U1=...
11010 IF FLAG=0 THEN LET U1=...
11020 LET U1=...
11030 GOTO 1080
11040 LET U1=...
11050 IF FLAG=0 THEN LET U1=...
11060 NEXT I
11070 REM MOMENTUM MOTOR Y PERCENT
11080 LET MOTOR=0
11090 LET FUERT=0
11100 LET FUERCO=0
11110 FOR H=1 TO 10
11120 LET MOTOR=MOTOR+...
11130 LET S=U1+...
11140 FOR J=1 TO 10
11150 IF S=1 THEN
11160 NEXT J
11170 NEXT H
11180 LET FUERT=FUERT+...
11190 LET FUERCO=FUERT+...
11200 LET FUERT=FUERT+...
11210 LET FUERT=FUERT+...
11220 LET FUERT=FUERT+...
11230 LET FUERT=FUERT+...
11240 LET FUERT=FUERT+...
11250 LET FUERT=FUERT+...
11260 LET FUERT=FUERT+...
11270 LET FUERT=FUERT+...
11280 LET FUERT=FUERT+...
11290 LET FUERT=FUERT+...
11300 LET FUERT=FUERT+...
11310 LET FUERT=FUERT+...
11320 LET FUERT=FUERT+...
11330 LET FUERT=FUERT+...
11340 LET FUERT=FUERT+...
11350 LET FUERT=FUERT+...
11360 LET FUERT=FUERT+...
11370 LET FUERT=FUERT+...
11380 LET FUERT=FUERT+...
11390 LET FUERT=FUERT+...
11400 NEXT I
11410 LET FUERT=FUERT+...
11420 LET FUERT=FUERT+...
11430 LET FUERT=FUERT+...
11440 LET FUERT=FUERT+...
11450 LET FUERT=FUERT+...
11460 LET FUERT=FUERT+...
11470 LET FUERT=FUERT+...
11480 LET FUERT=FUERT+...
11490 LET FUERT=FUERT+...
11500 GOTO 1080

```

| | |
|---------|-------|
| X4 = 10 | z = 5 |
| X5 = 55 | z = 5 |
| X6 = 0 | z = 0 |

ESTRATOS Y PROPIEDADES

ESTRATO 1

PESO VOLUMETRICO = 1,55 TON/M³
 ANGULO DE FRICCION = 15 GRADOS
 COHESION = 2 TON/M²
 ORD. INFERIOR DEL ESTRATO = 5,5 M

ESTRATO 2

PESO VOLUMETRICO = 1,55 TON/M³
 ANGULO DE FRICCION = 30 GRADOS
 COHESION = 1,5 TON/M²
 ORD. INFERIOR DEL ESTRATO = 2 M

ESTRATO 3

PESO VOLUMETRICO = 2,74 TON/M³
 ANGULO DE FRICCION = 11 GRADOS
 COHESION = 2 TON/M²
 ORD. INFERIOR DEL ESTRATO = 2 M

ESTRATO 4

PESO VOLUMETRICO = 1,5 TON/M³

INSTRUCCIONES

El talud debe estar referido a los ejes cartesianos y deben conocerse las coordenadas de cada uno de sus vértices, pudiendo existir cualquier número de éstos y suponiéndose que están unidos entre sí por líneas rectas. El programa solicita las abscisas y ordenadas una por una, con la condición de que ningunas coordenadas describan al origen, pues el par 0,0 está reservado para indicar fin de datos geométricos. Conviene que el vértice del extremo más alejado del talud quede suficientemente lejos para que ninguno de los círculos investigados pase más allá de éste, pues es uno de los límites laterales del problema planteado. El otro extremo se halla en el pie de talud y puesto que todos los círculos pasarán por él, puede dejarse o no una porción horizontal entre el primer vértice y el inicio del talud.

Los estratos se consideran horizontales y una vez terminada la parte relativa a los datos geométricos el programa pregunta las propiedades de cada uno de los estratos en el siguiente orden: peso volumétrico, Φ c y ordenada inferior del estrato. Para el estrato que ya no interese bastará responder con 0 al valor del peso volumétrico. Es mejor que la ordenada inferior del último estrato quede bien por debajo del pie del talud, para que ningún círculo lo corte; en cuyo caso se reportaría un error. A continuación aparecen en la pantalla las solicitudes para dar las coordenadas del centro del círculo que se desee investigar, y tras menos de 30 segundos, en que la pantalla queda en blanco, se imprime el factor de seguridad junto con la longitud del radio y las coordenadas del centro. Por facilidad de operación inmediatamente se solicitan las coordenadas del centro del nuevo círculo para un nuevo tanteo. Para pasar a otro problema se requiere ordenar STOP y después RUN.

EJEMPLO

CALCULO DE ESTABILIDAD DE
TALUDES POR RELLENIUS

~~COORDENADAS DE LOS VERTICES DEL TALUD~~

PARA FINALIZAR LISTA DENSE CEROS

| | |
|---------|--------|
| X1 = 5 | Y1 = 0 |
| X2 = 8 | Y2 = 4 |
| X3 = 10 | Y3 = 4 |

Estad 8.

ANGULO DE FRICCION= 0 GRADOS

COHESION= 5 TON/ME

ORD. INFERIOR DEL ESTRATO= -2 M

ESTRATO 5

PESO VOLUMETRICO=

DAR LAS COORDENADAS DEL CENTRO

XC= 9.1

YC= 13.9

FAC. SEG= 1.89

RADIO= 14.492067

XC= 9.1

YC= 13.9

DAR LAS COORDENADAS DEL CENTRO

XC=

8.21 STABILIZATION BY ELECTROOSMOSIS

The method of stabilizing banks by the injection of materials into their voids, as has been noted, is suitable for granular soils of substantial permeability. A method of stabilizing soils of lower permeability, such as silts, was described in the discussion of sand drains (Sec. 7.32). A chance observation made by Leo Casagrande in connection with a laboratory test on clay has led to some stabilization of silts by the electroosmosis process. It would appear that this method might be limited to silts in a special category — silts containing a range of particles from clays to fine sands.

Clay particles are composed of thin atomic sheets of crystals. When dry, clay is electrically neutral. When immersed in water, clay particles develop a negative electrical charge. Water molecules have two poles, and the positive poles tend to adhere to the negatively charged clay particle, forming a layer of water molecules around it. Additional water molecules are held by the exposed negatively charged poles of the first layer of water. These forces gradually decrease with the distance from the clay particle until free water is reached. There is thus an immobilized layer of water surrounding each particle of clay, and the whole is in turn surrounded by free water.

Reference has previously been made to capillarity in fine-grained soils. Although capillarity is attributed to the surface tension of water, it is probable that it is aided, in some cases, by the electrolytic action just described. The amount of free water depends on the available spaces between particles. In pure clays, laid down and compressed, capillarity can be negligible. As particles of larger size or of different shape, as in silts, are introduced, larger voids are created.

If two electrodes, an anode and a cathode, are introduced into a saturated mixture of clay and silt and a direct current of electricity is caused to flow between them, the negative charge available at the cathode can

greatly exceed the combined negative charges of the intervening clay particles. The water molecules will then tend to adhere to the cathode. At the same time, the negative bond holding the water to the clay particle is neutralized, and more free water is developed. If there are sufficient voids to permit water to move toward the cathode, water will collect at that point. If the cathode is a sand-filtered wellpoint, water can be drawn off as it collects (a). This was termed the electroosmosis process of stabilization by Leo Casagrande in the *Journal of the Boston Society of Civil Engineers* in 1952.

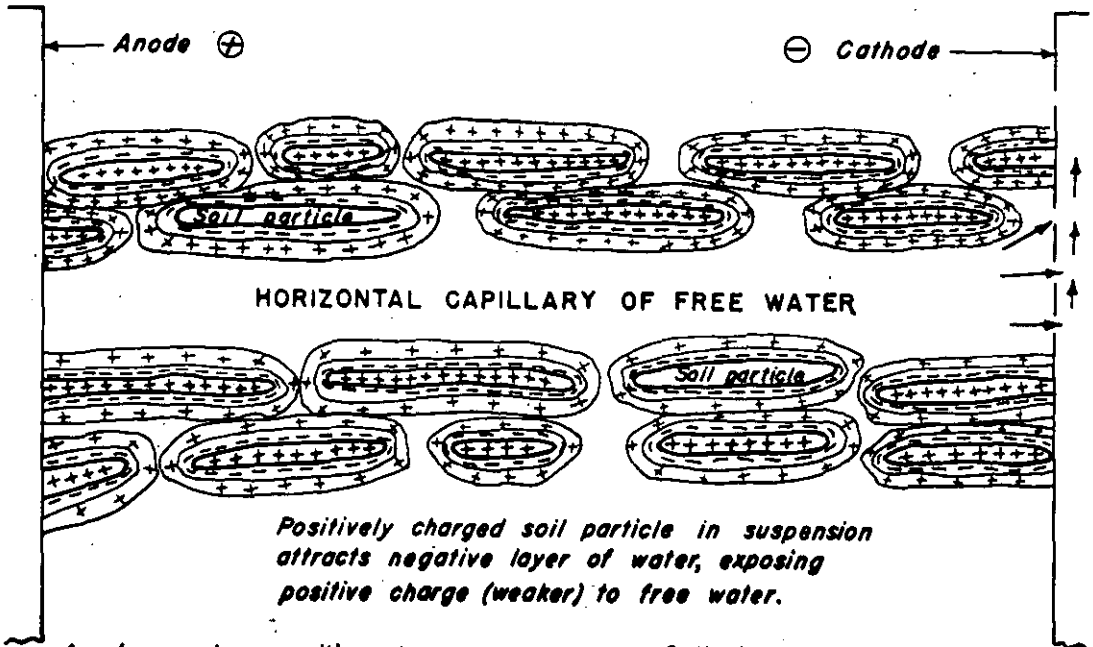
It is at once apparent that the *in situ* condition of the soils involved determines the effectiveness of this process. While laboratory examination of the soil may be useful, field experimentation must be resorted to for establishing spacing of electrodes, power requirements, and length of time required for stabilization.

In the few instances where this method has been employed, chiefly in Europe, the interval between anode and cathode was 30 ft, the electrical potential applied was 90 volts, and the energy consumed varied from 0.4 to 2 kilowatt hours per cubic yard of material to be stabilized. Closer spacing and lower potentials have been used.

The time required to effect stabilization of clay-sand silts by the electroosmosis process may be several months, and it is one of the chief disadvantages to its use. The use of applied loads, as with sand drains, decreases the time requirements.

Its use has generally been limited to instances where steel-sheet piling has begun to move while excavation was in process, for example, the power plant in Bay City, Michigan. There the reduction by 2 or 3 per cent in water content of the silt increased its stability by as much as 300 per cent, permitting excavation to proceed without re-driving the sheathing.

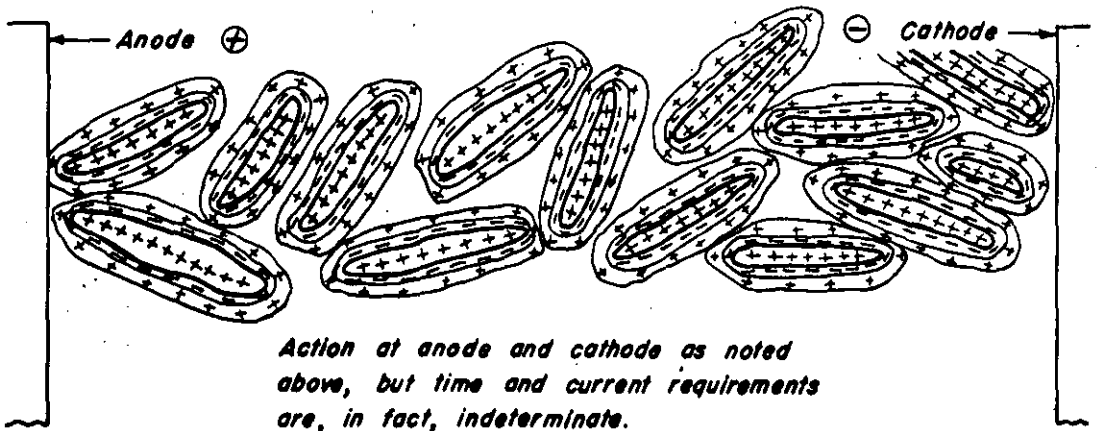
SOIL CAPILLARIES



Anode repulses positive charge of outer water layer, but ionizes free water slightly to form weak acids with impurities which erode anode rod.

Cathode attracts positive charge of outer water layer. As outer layer is stripped away, it is replaced by free water, producing movement toward the cathode.

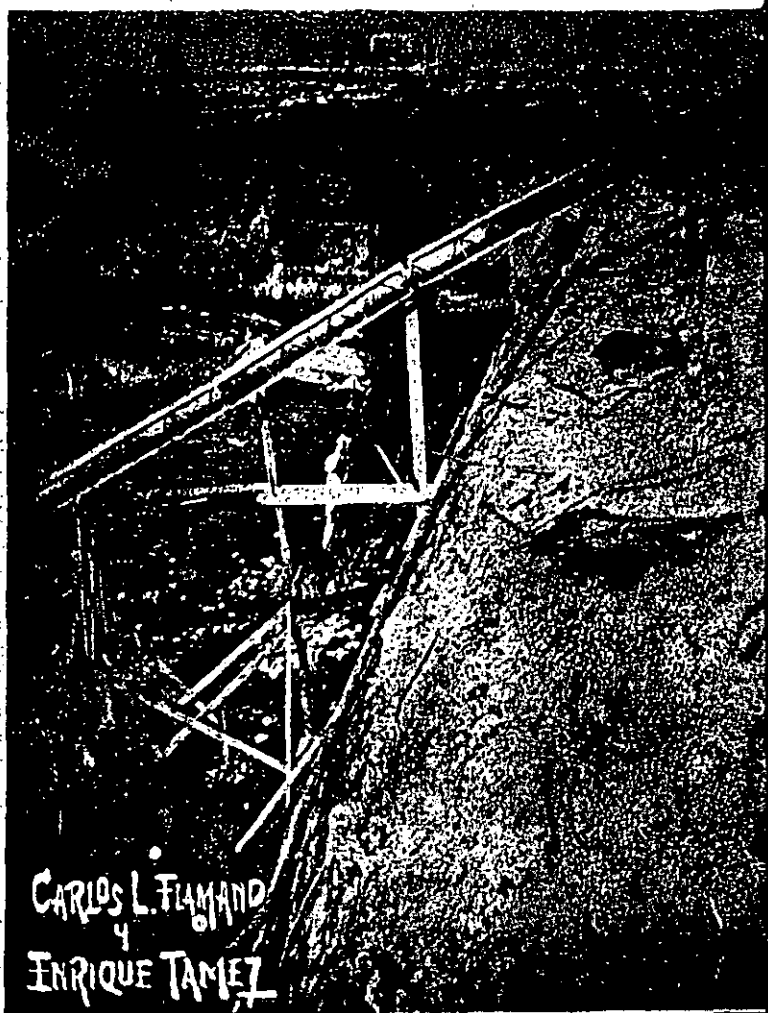
(a) THEORETICAL ASSUMPTION OF OPEN CAPILLARY



(b) ACTUAL PATH OF FREE WATER IS TORTUOUS

Solum

MEXICO, D. F. JULIO DE 1963
PUBLICACION INTERNA No. 5



CARLOS L. FIAMAND
y
ENRIQUE TAMEZ

ELECTROSMOSIS APLICADA A LA CONSTRUCCION

ELECTROSMOSIS APLICADA A LA CONSTRUCCION

R E S U M E N

Los problemas de inestabilidad que presentan las excavaciones profundas que se realizan en suelos blandos

constituídos por limos o arcillas, bajo el nivel freático, son familiares para todo constructor que se ha visto en la necesidad de luchar contra esta clase de suelos. Las excavaciones en zanja presentan deslizamiento por el fondo, a pesar de que sus lados estén debidamente apuntalados, como ilustra el esquema 1a. En las excavaciones de gran anchura, con talud perimetral, se producen deslizamientos que afectan generalmente al talud y al fondo, esquema 1b. Es bien sabido que, por la baja permeabilidad hidráulica de estos suelos, el caudal de agua que fluye hacia el interior de la excavación es pequeño y se controla fácilmente. Sin em-

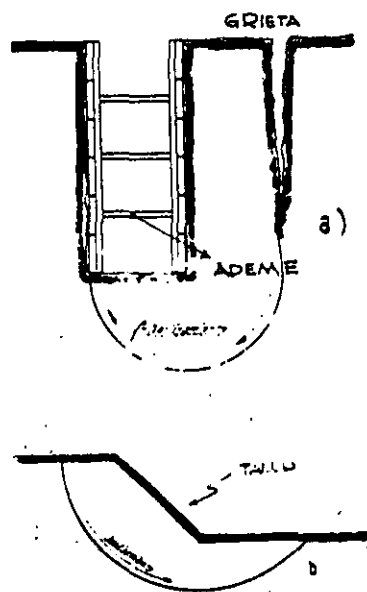


FIG. 1.- Fallas por deslizamiento.

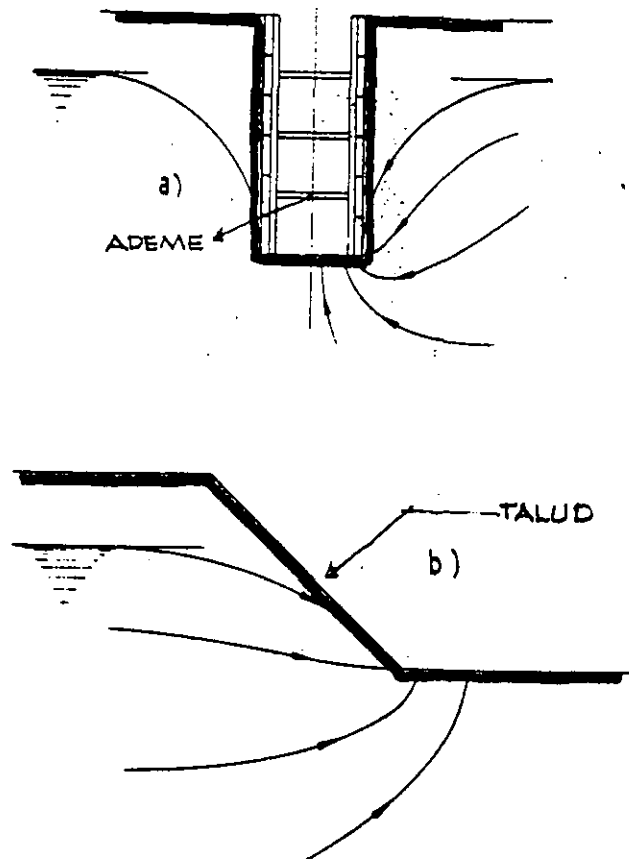


FIG. 2.- Dirección de las fuerzas de filtración.

bargo, las fuerzas de filtración que se desarrollan a consecuencia de este flujo constituyen el factor más importante de la inestabilidad. Figura 2a y 2b. Este fenómeno es bien conocido en la ejecución de excavaciones en arenas saturadas, en las cuales el control de dichas fuerzas de filtración mediante bombeo externo acarrea un notable incremento en la estabilidad de los taludes, además de permitir realizar los trabajos de construcción subsecuentes sin los problemas derivados de la presencia de agua en la excavación.

Pero el control de las filtraciones mediante el bombeo previo a las operaciones de excavación no solamente permite abatir el nivel freático en la zona por atacar, eliminando al mismo tiempo las fuerzas por filtración en los taludes y en el fondo, sino que, además favorece el desarrollo de fuerzas capilares en el agua que permanece adherida a las partículas de suelo que antes estaba 100% saturado; tales esfuerzos capilares se traducen en un incremento temporal de la resistencia al corte y, por consiguiente, la estabilidad de la excavación se ve doblemente favorecida por el abatimiento del nivel freático.

En forma semejante, se logra en la actualidad controlar las fuerzas de filtración e incrementar temporalmente la resistencia al corte de los limos y arcillas blandas saturadas, mediante la aplicación de una corriente eléctrica al suelo, combinada con la acción de dispositivos de bombeo. La presencia de la corriente eléctrica en el suelo origina una serie de fenómenos de naturaleza físico-química, cuya aplicación a la construcción resulta de gran interés cuando se trata con materiales de esta clase. Es el propósito del presente trabajo hacer una descripción general de algunos de estos fenómenos y sus consecuencias en la resolución de problemas constructivos.

FUNDAMENTOS (*)

El dispositivo que ilustra la Figura 3 representa a un prisma de arcilla blanda colocado dentro de un tanque de material aislante de la electricidad y rodeado por agua; dentro del suelo se coloca una barra metálica A y un tubo metálico B con perforaciones en la pared. El nivel piezométrico dentro del prisma de suelo será, para estas condiciones, horizontal. Si los dos elementos metálicos, A y B, se conectan ahora a una fuente de corriente continua o directa, F, se inicia el desarrollo de varios fenómenos:

(*) Para una discusión más detallada del fenómeno, véase: Leo Casagrande: *Electromotive Stabilization of Soils. Contributions to Soil Mechanics, 1941-1955. Boston Society of Civil Engineers.*

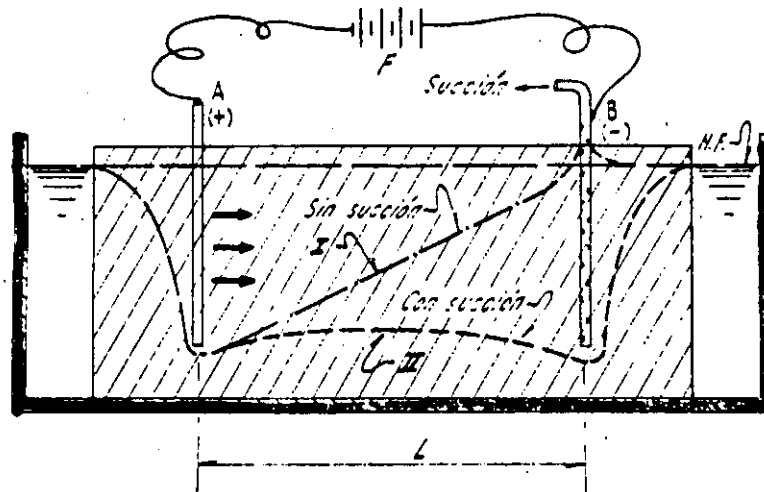


FIG. 3.

A) ELECTROSMOSIS

El agua dentro del prisma de arcilla emigra del electrodo positivo, A, hacia el negativo, B, con una velocidad que, dependiendo del voltaje aplicado y la separación entre electrodos, puede ser del orden de 100 a 10,000 veces mayor que aquella con la que fluiría a través del mismo suelo bajo un gradiente hidráulico unitario. Este fenómeno del flujo del agua a través de los poros del suelo bajo la acción de un gradiente de potencial eléctrico se conoce con el nombre de "electrosmosis". Tras un lapso de algunos minutos de aplicado el potencial a los electrodos el agua se acumula y brota alrededor del negativo, y alrededor del positivo se observan pequeñas grietas en dirección radial, indicando con ello el desarrollo de un estado de tensiones en el agua del suelo vecino al electrodo, lo cual provoca contracción y agrietamiento. Es evidente que, en tales condiciones, la presión que existía en el agua de los poros del suelo antes de aplicar la corriente, no solamente

desaparece sino que adquiere un valor negativo; la correspondiente curva del nivel piezométrico afecta entonces una forma semejante a la que ilustra la curva I. Si, al mismo tiempo que se conecta la corriente eléctrica, se produce una succión en el tubo perforado del electrodo negativo, la superficie de abatimiento asume una forma semejante a la de la curva II. La rapidez con que se alcance el abatimiento y el desarrollo de tensiones en la masa de suelo afectada es una función del gradiente de potencial medio, - - - - $i_e = V/L$, expresado en volts por centímetro de separación entre electrodos; el consumo de energía necesaria para lograr estos efectos depende de dicho gradiente eléctrico, por una parte y, por otra, de la conductividad eléctrica del suelo, la cual está íntimamente ligada con la concentración y clase de iones que existen en el agua del suelo y los que están químicamente adheridos a las partículas coloidales, denominados bases intercambiables. Así, por ejemplo, la conductividad de un depósito de limo de origen fluvial es considerablemente menor que la de una arcilla marina. Es costumbre expresar la conductividad eléctrica de un suelo en milliamperes por centímetro cuadrado de sección transversal a la corriente, bajo un gradiente de potencial de un volt por centímetro. Tanto la rapidez con que se logra el abatimiento de la carga piezométrica como el desarrollo del estado de tensiones en el agua del suelo tienen gran importancia práctica en la estabilización de taludes y excavaciones en suelos finos, blandos y saturados.

En la Ciudad de México se ha empleado con éxito, en varios casos, el drenaje electrosmótico para controlar las expansiones que sufre el fondo de las excavaciones y para evitar la falla por deslizamiento de los taludes perimetrales. A continuación se describe uno de estos casos, con el fin de mostrar la forma de realizar las instalaciones, su funcionamiento y los resultados obtenidos.

En uno de los pasos a desnivel recientemente construido en la parte central de la Ciudad se hizo necesario llevar a cabo la excavación de un área con dimensiones

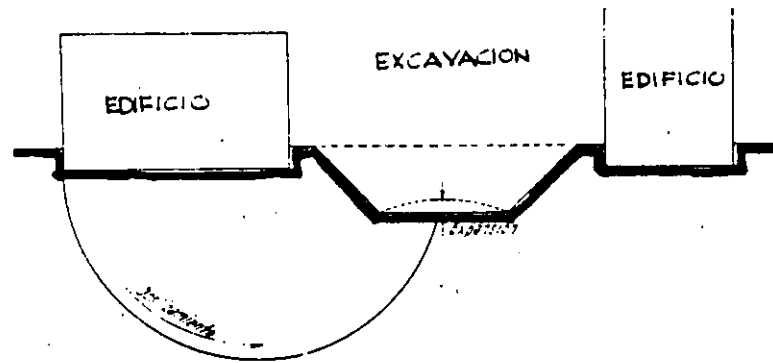


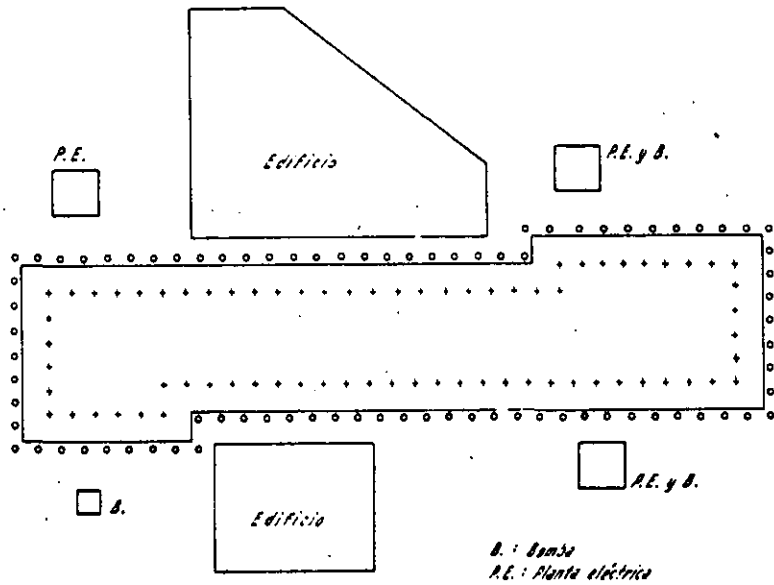
FIG. 4.

aproximadas de 30 m de anchura, 130 m de longitud, y profundidad variable de 6.5 a 8.0 m; en ambos lados de la excavación y a unos 6 m de distancia se encuentran edificios que transmiten al terreno una carga estimada en 6 tons/m^2 , uno de los cuales había sufrido ya fuertes asentamientos diferenciales inducidos por su propio peso, Figura 4. El suelo de la zona está constituido por los depósitos de arcilla lacustre, de origen volcánico, que forman al subsuelo de la parte central de la Ciudad y de una gran extensión del Valle de México, alcanzando en este punto espesores de 45 m. Con excepción de un relleno superficial, artificial de 1.0 m de espesor medio, y de un estrato de materiales areno-limosos fuertemente consolidados, cuyo espesor medio es de 3 m y se encuentra a 36 m bajo la superficie, en el resto del perfil existen limos y arcillas blandas, expansivas, cuyo contenido natural de agua varía entre 200% y 400%. El nivel freático en esa zona se encuentra a 1.80 m de profundidad. La ejecución de tal excavación involucraba dos grandes riesgos: el primero, consistente en el desarrollo de importantes expansiones de los estratos localizados bajo el fondo de la excavación, a consecuencia de la eliminación de carga, por la extracción del material excavado; se estimaba que dicha expansión alcanzaría una magni-

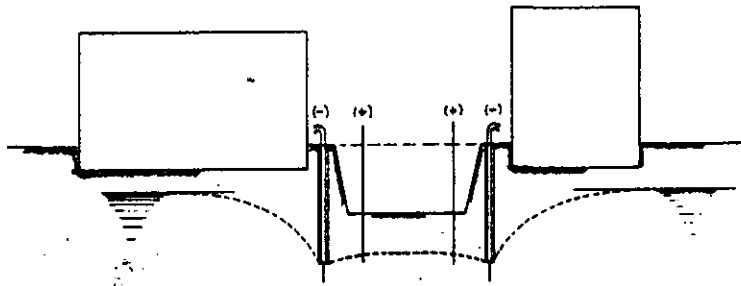
tud del orden de 80 cm, en un lapso de 4 meses, de la cual se recuperaría, aproximadamente, el 75% al cargar al suelo nuevamente con el peso de la estructura del puente. El segundo riesgo, pero no menos importante, era la amenaza de un deslizamiento del talud, que dañaría muy seriamente a los edificios cercanos; deslizamientos de este tipo están asociados a una disminución considerable de la resistencia al corte de las arcillas, por la absorción de agua que acompaña a la expansión.

El problema de la expansión por descarga de las arcillas se contrarrestó produciendo, en el área por excavar, una sobrecarga, previamente a las operaciones de extracción de la tierra. Tal sobrecarga se logró abatiendo el nivel freático hasta una profundidad de 7.5 m bajo el nivel que ocupaba originalmente, lo cual significaba una sobrecarga de 7.5 tons/m^2 , igual al peso de la estructura del puente por construir. La eliminación de la tierra el excavar relevaría una presión de 10.5 tons/m^2 ; de tal manera que, siendo mayor esta última que el peso de la estructura, se tendrá una sobrecompensación de 3 tons/m^2 , con la cual deberá esperarse una expansión final del orden de 20 cm. En esas condiciones, se decidió permitir una expansión durante la construcción, que no excediera de esta cantidad, ya que, de no permitirse en esta etapa, se produciría de todas maneras después de terminada la obra; condición no deseable.

Las instalaciones necesarias para lograr el abatimiento en el tiempo y a la profundidad requeridos consistieron en una serie de 85 pozos de bombeo, perimetralmente distribuidos en el borde superior del futuro talud, Figura 5, con una separación de 4 m, diámetro de 20 cm y llevados hasta 14 m de profundidad. Dentro de cada uno de estos pozos se instaló un tubo de fierro, ranurado, de 4" de diámetro nominal, rellenando el espacio anular entre dicho tubo y la perforación con arena gruesa y grava fina de buena graduación, para formar un filtro. El extremo inferior del tubo está provisto de una barra de fierro con longitud de 2 m



P L A N T A



CORTE ESQUEMATICO

FIG. 5

y diámetro de 2.5 cm que penetra en el suelo, sirviendo así como electrodo negativo. Los electrodos positivos están formados por barras de 2.5 cm de diámetro y 12 de longitud, y se distribuyeron en dos hileras paralelas a los negativos, separadas 6 m de éstos hacia el interior del área. La extracción del agua de los pozos-cátodo se realizó por medio de pequeñas bombas de pozo profundo, del tipo inyector, instaladas dentro del tubo ranurado; el agua a presión para accionar a los inyectores se hacía llegar a éstos por tubería, desde una estación central de bombeo, tomada del tanque de recirculación a donde descargaba la tubería de retorno que conducía al agua extraída de los pozos más el gasto inyectado en las bombas; la diferencia entre éstos gastos salía por un vertedor en el tanque de recirculación, Figura 6.

Tres plantas generadoras convenientemente distribuidas alrededor del área se utilizaron para excitar los electrodos aplicando un potencial que se fué haciendo variar entre 60 y 120 volts, poniendo a funcionar simultáneamente el bombeo. Estaciones piezométricas instaladas dentro del área indicaron que el abatimiento deseado se había logrado 9 días después de iniciado el tratamiento, dando comienzo después de este lapso a las operaciones de extracción de la tierra, las cuales continuaron al máximo ritmo que permitía la capacidad del equipo de excavación y transporte. El drenaje electrosmótico se mantuvo funcionando hasta cuando se completó el colado de la bóveda del viaducto. La Figura 7 muestra un aspecto general de la obra, puede apreciarse aquí la limpieza con que pudo trabajarse atacando grandes áreas. La expansión máxima medida en bancos profundos fué de 23 cm, de los que se recuperaron 7 en el curso de la construcción. El asentamiento observado en el más pesado de los edificios vecinos fué de 4 cm, los cuales fueron sólo una insignificante adición a los ya existentes, de más de un metro, antes de la excavación.

En cuanto a las posibilidades de un deslizamiento

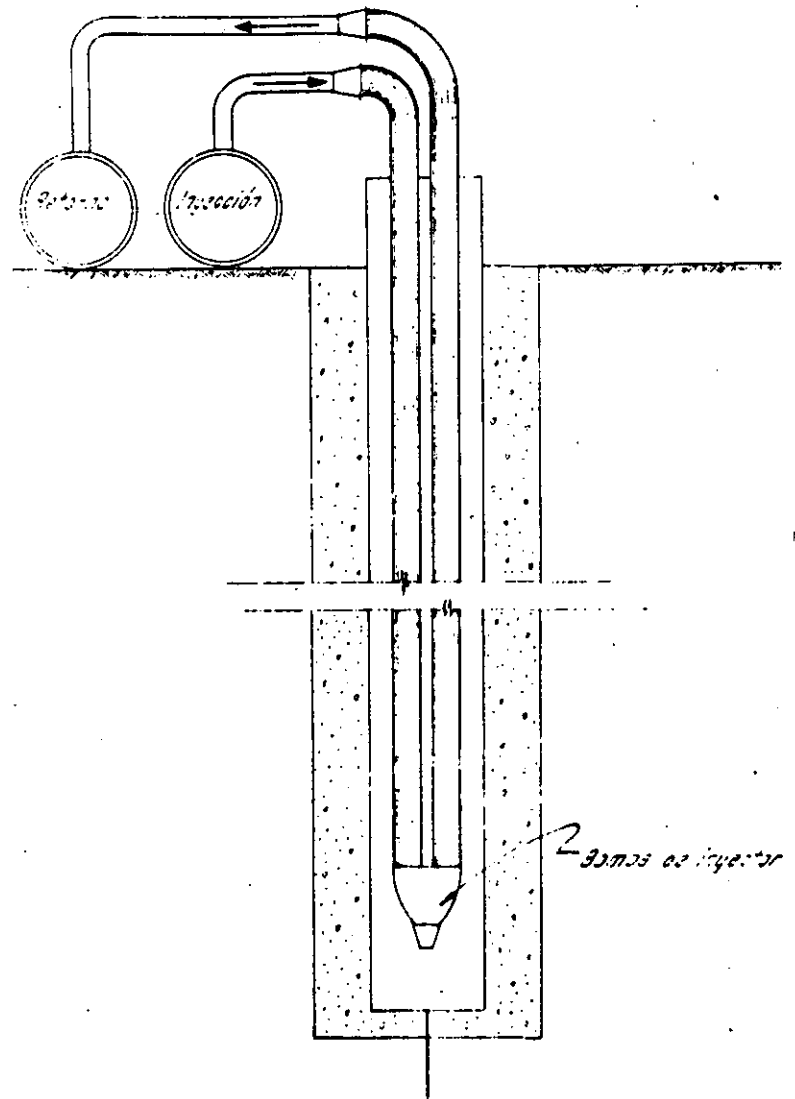


FIG. 6.- Esquema de la instalación de bombas de pozo profundo.



FIG. 7.- Tuberías y bombas, antes de la excavación.

que arrastrara a las estructuras vecinas, ésta quedó eliminada evitando la presencia de fuerzas de filtración en el talud y el fondo, al mismo tiempo que se evitaba la pérdida de resistencia de las arcillas controlando su expansión. En la fotografía de la Figura 8 se aprecia la pendiente de los taludes, que fué de 0.5 horizontal por 1 vertical, alcanzando una altura máxima de 8 m; dimensiones, éstas, extraordinarias para todo constructor que ha tenido experiencia con los problemas de excavaciones profundas en los suelos del Valle de México.

B) FENOMENOS ELECTRO-QUIMICOS

Además del fenómeno electrosmótico en sí, la corriente eléctrica produce electrólisis, mediante la cual existe un intercambio iónico entre el ánodo y el cátodo a través del electrolito constituido por la solución salina en el agua del suelo. Es evidente que, el tipo de reacciones electroquímicas depende exclusivamente de la composición química del electrolito y del metal que constituye al ánodo, pero generalmente se observa un notable aumento de la alcalinidad del agua extraída en el cátodo y un incremento, también notable, de la acidez en la vecindad del ánodo, así como una fuerte corrosión de la barra metálica que forma a éste último. Pero ese constante ir y venir de iones en el agua del suelo trae como consecuencia importantes modificaciones en los iones adheridos a los coloides del suelo. Es un hecho experimental bien conocido que las propiedades mecánicas de una arcilla se modifican considerablemente cuando se substituyen sus bases intercambiables por otras químicamente diferentes.

Estos fenómenos tienen su aplicación en el endurecimiento electro-químico de las arcillas blandas y en el tratamiento de pilotes metálicos, para incrementar su adherencia con el suelo cuando trabajan a la fricción, con lo que se incrementa substancialmente su capacidad de carga. El



FIG. 8.-Excavación. Prof. 7.50m. Talud 0.5:1.

aluminio (*) es hasta ahora el metal que más se ha usado en este tipo de reacciones, con excelentes resultados y se aplica introduciendo en el terreno barras que se hacen funcionar como ánodos, utilizando como cátodos barras o tubos de cualquier otro metal (hierro o cobre generalmente); los cátodos no sufren corrosión importante y son recuperables. En México se está estudiando en la actualidad los efectos del tratamiento eléctrico sobre pilotes de hierro tubular y estructural. Las observaciones realizadas hasta ahora en pruebas de extracción de electrodos positivos permiten asegurar importantes incrementos de la adherencia, tanto por el efecto de los iones de fierro sobre las propiedades de la arcilla, como por la desecación de ésta alrededor del pilote.

C) HINCADO DE CILINDROS DE PARED DELGADA

En un estudio realizado recientemente sobre los problemas a que dará lugar la construcción de un túnel de 3.5 m de diámetro interior, a profundidades de 15 a 20 m, a través de los depósitos lacustres de arcilla blanda de la Ciudad de México, apareció el problema de la construcción de lumbreras de acceso cuyo diámetro interior se proyecta del orden de 8 m. Dadas las características de baja resistencia al corte y de expansividad de las arcillas del Valle, se llegó a la conclusión de que la solución más adecuada sería la de hincar un cilindro de concreto, haciéndolo bajar por su propio peso y excavando en el fondo, sin abatir el nivel del agua dentro del cilindro, con objeto de contrarrestar la falla por el fondo. De acuerdo con los estudios realizados se previó que la adherencia entre concreto y suelo será, por lo menos, de 3 ton/m² de área perimetral del cilindro; esto implica que la pared del cilindro debería tener un espesor no menor de 1.25 m, si se deseaba garantizar el peso suficiente para vencer la adherencia. Se pensó

(*) *Leo Casagrande.- Electrosomotic Stabilization of Soils; citada en la página 4.*

entonces en la forma de disminuir la adherencia, recurriendo a la "electrósmosis", con el fin de reducir el espesor de la pared, ya que, por razones estructurales no se requieren más de 25 cm, para soportar las presiones laterales hasta una profundidad de 20 m. Se realizaron entonces pruebas de extracción de un tubo de hierro de 13 m de longitud y 8.9 cm de diámetro exterior, que se había hincado previamente y dejado reposar por un lapso de 15 días. Se ejecutaron varias pruebas a diferentes intervalos de tiempo, sin tratamiento alguno. Enseguida se aplicó una corriente eléctrica, haciendo funcionar al tubo como cátodo y empleando como ánodos dos varillas de acero con la misma longitud que el tubo, hincadas a 2 m de distancia a ambos lados de éste. Bajo un potencial de 40 volts, la corriente se aplicó durante periodos sucesivos de 5, 10 y 15 minutos, suspendiendo en cada uno de ellos la corriente inmediatamente antes de realizar la prueba de extracción. Finalmente, se llevó a cabo una última prueba extrayendo el tubo mientras la corriente estaba actuando, después de 5 minutos. La Figura 9 ilustra las variaciones de la adherencia a través del tiempo y en ella puede observarse que ésta disminuye notablemente con la corriente eléctrica, pasando de valores máximos de 3 tons/m², sin tratamiento, a 0.1 ton/m², después de 5 minutos de tratamiento. Este fenómeno es una consecuencia de la acumulación de agua alrededor del cátodo. De tales resultados experimentales se concluyó que la pared del cilindro tendrá un espesor de 25 cm y estará provista de una camisa exterior de lámina de hierro, Núm. 14 ó 16, que servirá simultáneamente de cimbra y cátodo. En su etapa final el cilindro tendrá, en su extremo inferior, una tapa de concreto colada bajo el agua. Pero, al retirar el agua del interior para iniciar los trabajos dentro de la lumbrera, se presentará el problema de la tendencia del cilindro a subir a consecuencia del efecto de flotación. Tal tendencia deberá ser resistida por la adherencia entre lámina y suelo. Nuevamente entrará en acción la corriente eléctrica, pero ahora cambiando la polaridad; es decir, haciendo funcionar a la camisa exterior de lámina como ánodo, con lo cual se conseguirá aumentar la adherencia.

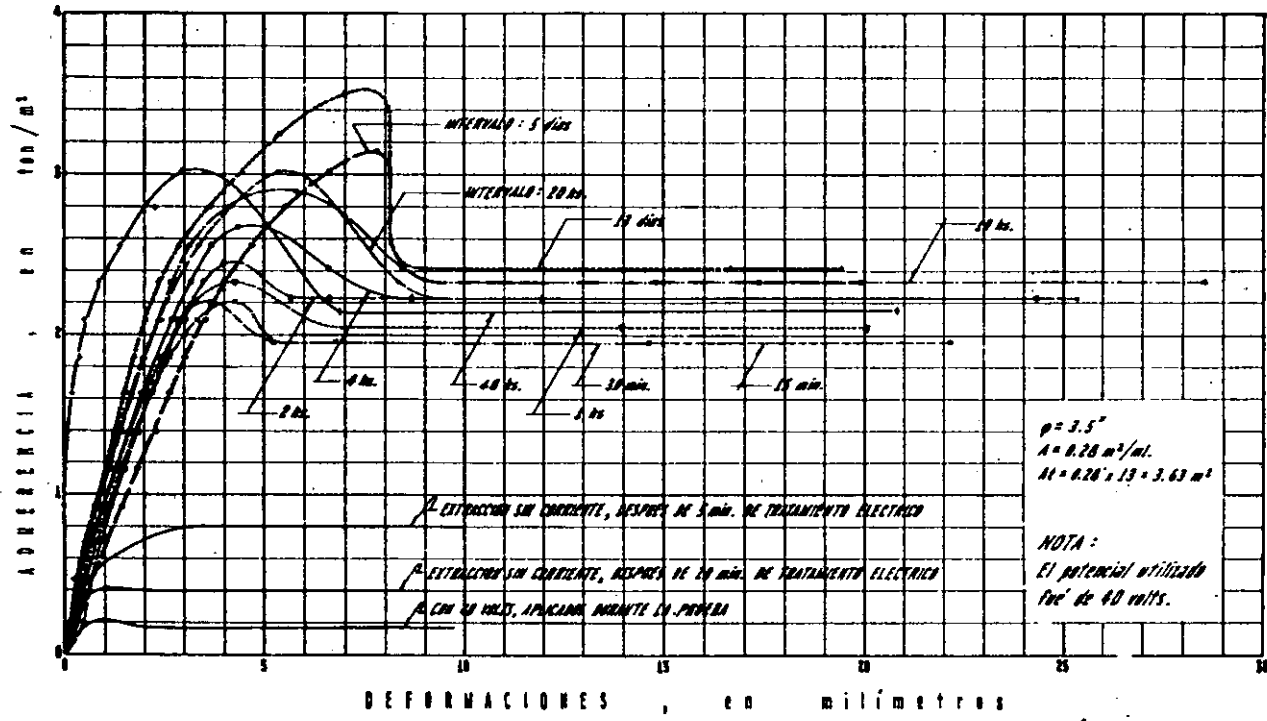


FIG. 9.- Prueba de extracción. Túneles La Raza.

Esta misma idea se podrá extender a la construcción de pilas de cimentación de gran diámetro, en las que el hincado, ya sea a presión o por su propio peso, dependiendo del diámetro, se facilite haciendo disminuir la adherencia con corriente eléctrica; invirtiendo la polaridad, después de instalada la pila, ocurre el fenómeno contrario.

CONCLUSION

La energía eléctrica aplicada a los suelos finos, blandos y saturados facilita la ejecución de excavaciones profundas abatiendo con rapidez el nivel freático, eliminando las fuerzas de filtración que son desfavorables para la estabilidad y creando en la zona afectada por el fenómeno electrosmótico un estado de tensiones en el agua del suelo. Estos tres factores favorecen la estabilidad de los taludes de las excavaciones y permiten ejercer un control sobre la magnitud de las expansiones del fondo.

Los fenómenos electro-químicos y la desecación que ocurren alrededor de los ánodos tienen aplicación en el endurecimiento químico de los suelos blandos y en el mejoramiento de la capacidad de carga de pilotes de fricción.

La acumulación de agua que resulta alrededor del cátodo produce una considerable disminución de la adherencia, lo cual facilita el hincado de cilindros o pilas bajo su propio peso y permite emplear espesores de la pared del cilindro relativamente delgados.

Fín de:

"Electrómota aplicada a la Construcción".

8.22 STABILIZATION BY FREEZING

Where soils are reasonably homogeneous aggregations of sands, of silts, or even of clays, methods suitable to their particular characteristics can be employed for stabilizing. It is often necessary to push excavation down through alternating layers of soils, where no such homogeneity exists. Frequently the only quality possessed in common by these layers is that they are thoroughly saturated with water. In these cases the water, being the common denominator, can often be used for stabilization by freezing.

Freezing has been used to stabilize areas of considerable extent, but its most frequent application has been in the sinking of shafts of limited diameter to depths of several hundred feet. In addition to its use in mixed soils, it has been used where dewatering methods might produce a general subsidence of the area and endanger older structures with limited foundations, or where working space is limited.

In the typical case of a deep shaft, a row of holes is drilled around the periphery. The diameter of this row in relation to the diameter of the shaft depends on the estimated strength of the required wall of ice. The compressive strength of frozen soils varies from 300 psi for pure ice to 1,700 psi for frozen sands. Either the lower figure must be used or tests must be run to determine the actual frozen strength of the soil.

Walls of ice 15 ft thick have been used to depths of 300 ft. In this case, drill holes were located on a circle whose diameter was 15 ft greater than that of the shaft to be excavated. Spacing between holes on the drilling circle will be 4–5 ft. Spacing of holes also depends on time — some saturated soils freeze faster than others.

The holes have a diameter of 8 in. or more and are carried to a rock surface, or to a depth below that of shaft excavation — by methods described in Chap. 1.

A 6-in. steel pipe with its bottom end sealed by a steel plug is lowered into the

drilled hole. Additional sections of pipe are welded to the initial section, as required, until the final section projects several feet above ground surface. A 2-in. steel pipe is then lowered into the 6-in. pipe. The 2-in. pipe is placed off-center within the 6-in. pipe and held in place by a steel plate, which is welded around it and over the top of the 6-in. pipe. A 2-in. outlet is provided in this plate for the removal of the refrigerant.

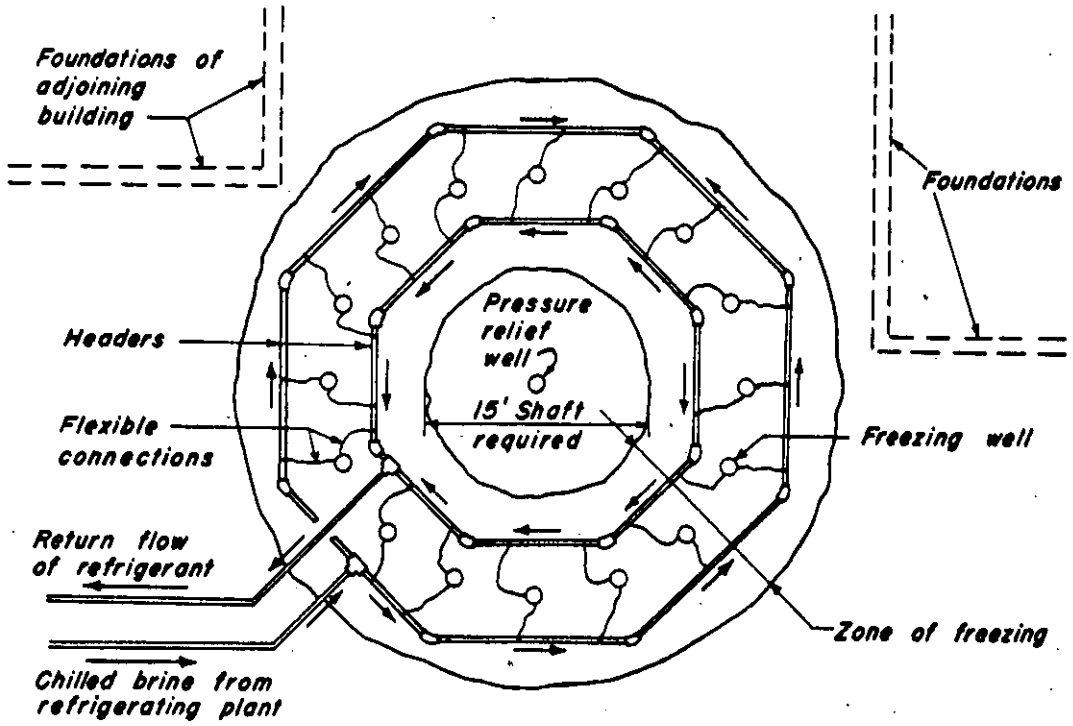
Refrigerating equipment is then set up at a convenient location outside the shaft area. The tops of the 2-in. pipes are connected flexibly to an 8-in. supply header. The 2-in. outlet of the 6-in. pipe connects to an 8-in. return header. Refrigerant, usually brine, is forced through the supply header, down through the 2-in. pipe, up the 6-in. pipe, and then into the return header.

At the center of the shaft area an additional pipe is drilled in. It is usually 12 in. in diameter and has a perforated wall. The freezing process involves considerable expansion, which is relieved by the center well. The center well is also needed for observation of the freezing progress. At the start, this center well will normally be full of water. As freezing progresses, the amount of water able to reach it will decrease. A submersible pump, pumping intermittently, (to avoid dewatering the area) will indicate the extent to which freezing is effective in sealing off the flow.

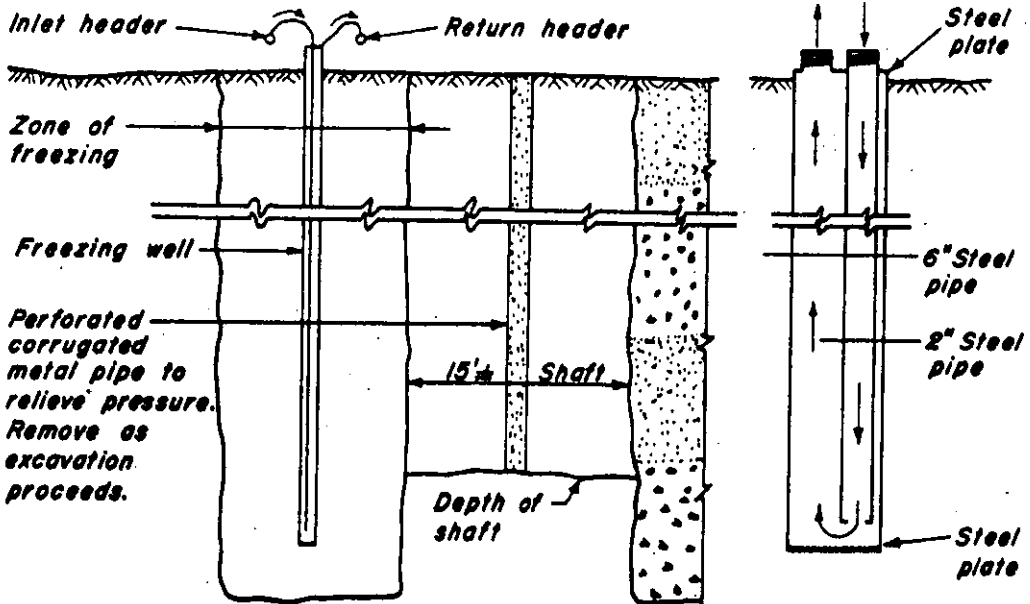
Refrigeration equipment, like pumping equipment, should be provided in duplicate so that the freezing process is continuous even if there is mechanical failure. The equipment must have a capacity sufficient to supply the volume of coolant required in the piping installation.

The freezing process is not a cheap method of stabilization and requires considerable time. A shaft with an 8-ft diameter may require a month and a half to freeze solid; a 15-ft shaft may require more than two months.

LAYOUT FOR SOIL FREEZING



PLAN



PART SECTION AT CENTER

WELL PIPE DETAIL

8.20 SOIL STABILIZATION BY INJECTION

Attention has been called to the fact that methods of excavation stabilization may frequently have the dual purpose of supporting the banks left by excavation as well as preventing the passage of water. There have been references to angles of repose and of internal friction as well as to compacted soils standing vertically, without sloughing, for substantial periods of time. One is led to ask, why not change the nature of the soil to improve the angle of repose, to increase the internal friction, or to increase its density by precompacting it. This expedient would not merely tend to stabilize the soil but could also prevent the passage of water.

Efforts have been made, some successful, to seal the voids in permeable soils by injecting fines under pressure. Three classes of materials have been used: (1) cement grout, (2) clay slurries, and (3) water-borne solutions of chemicals. All three classes of fillers are handled in the same way, and the method is expensive. Moreover, the results can be very uncertain.

Cement grouting is the method that has met with the most success in use. For cement grouting to be effective, the grain size of the soil into which it is injected must not be too small, and the soil must be reasonably homogeneous and unstratified. The effective size of the soil should not be less than 1 mm. The cement grout is composed of one part of cement to five or six parts of sand. The sand must be carefully graded to provide a maximum size considerably less than the effective size of the native soil.

The grout is placed by pumping it through header lines to grout pipes drilled into the stratum on approximately 10-ft centers (staggered). Pumps used are similar to those used for pumping concrete and are lined with special abrasion-resisting alloys. Vertical grout pipe should be attached to header lines with flexible connections so that the pipe can be raised as grouting progresses. The placing of grout in any given operation must be continuous.

The most successful use of cement grouting has been in sealing the bottom of a continuous line of steel-sheet piling that pulled up on a rough surfaced rock formation overlain with glacial boulders and coarse gravel.

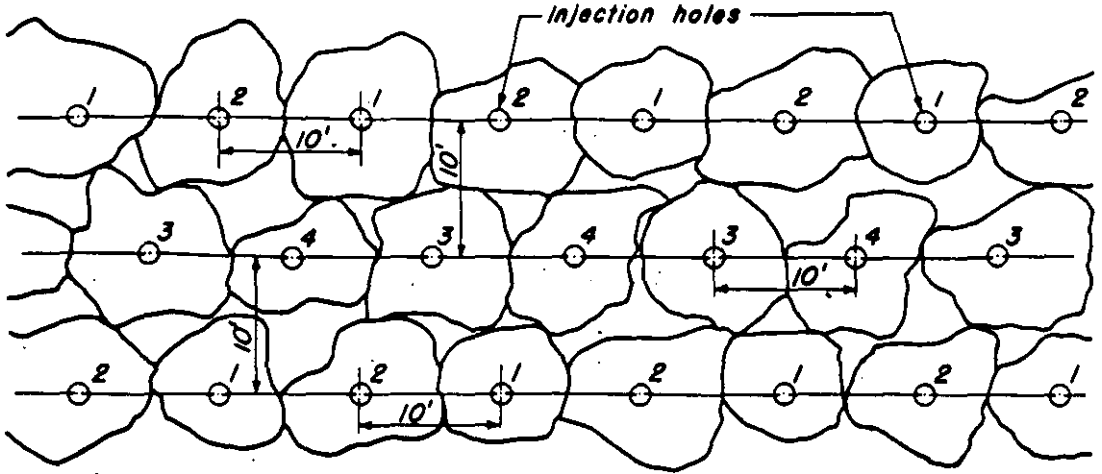
It would seem that fine natural soils could be sealed with clay slurries, since any degree of fineness can be obtained by removing the coarser fractions from natural clays. It appears, however, that there is a tendency with fine clays to form a film around voids and seal them off, which consequently prevents a sufficient mass of clay from being injected. This sealing effect is occasionally accelerated by electrolytic elements in the ground water. As a result, the effective size for clay slurries is not much different than that suitable for cement grouting—1 mm. Moreover, although clay slurries tend to reduce the permeability of a soil, they seldom add anything to its strength or stability. Clay will remain in a plastic state indefinitely, whereas cements will ultimately set, even under water.

Chemical injections can be used in soils with an effective size down to about 0.1 mm. They too are expensive, particularly where the soils penetrated are not uniform and have strata of high permeability that must be similarly filled.

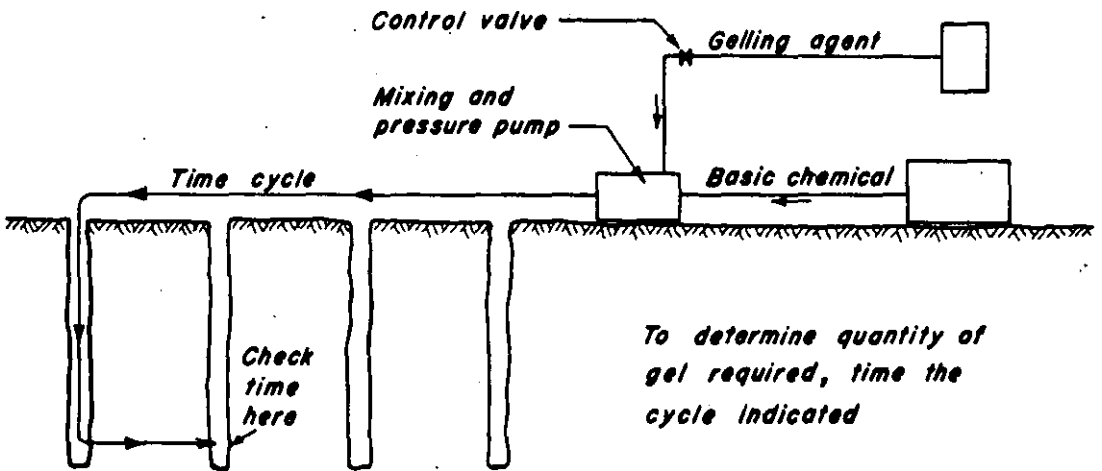
Solutions of sodium silicate (water glass) and calcium chloride react to form a cohesive binder and have frequently been used. Most chemical solutions injected must contain a buffer to delay and control the time of setting. All of these injection methods presuppose that the soil being stabilized is in a sufficiently wide bank. Materials, particularly chemicals, that set quickly can limit this band width. The chemical composition of the ground water may influence setting time and should be analyzed before a process is decided upon.

Experiments are currently being conducted with other materials such as synthetic resins, which, suitably mixed and injected, develop a soil mass of high strength.

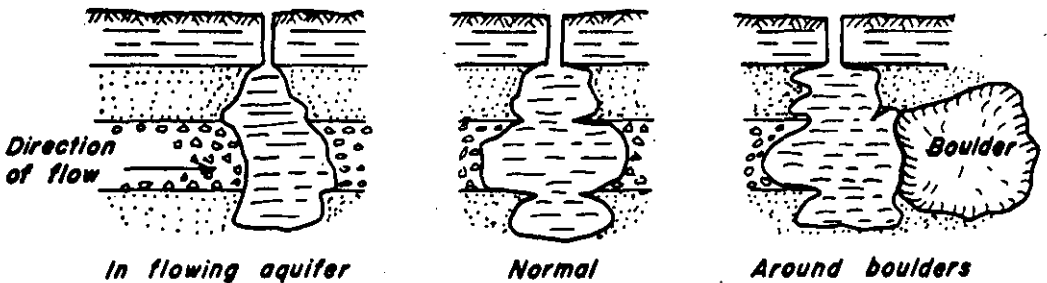
INJECTION PATTERNS



(a) AN INJECTION PATTERN FOR SOIL STABILIZATION

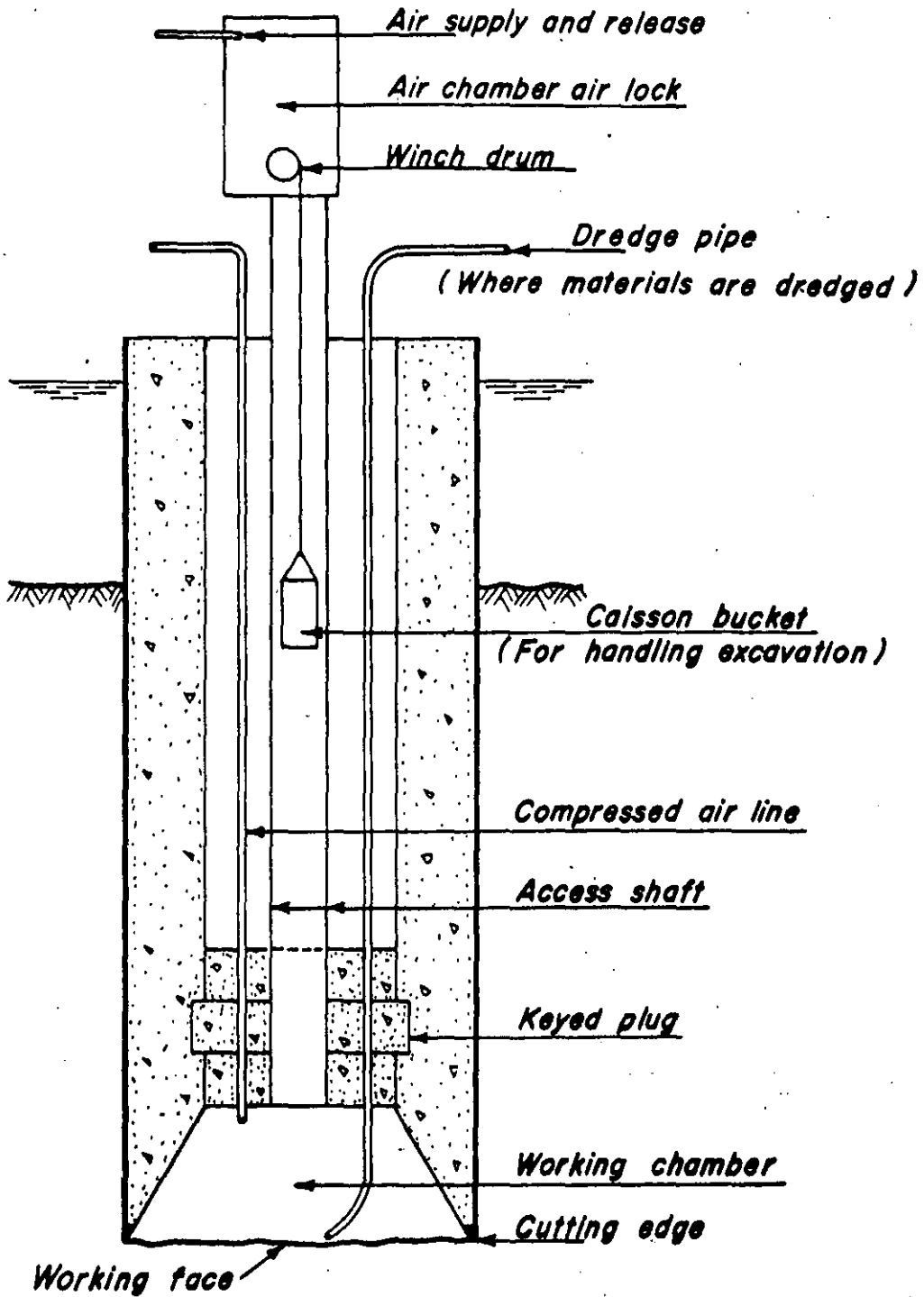


(b) SETUP FOR STABILIZATION WITH CHEMICALS

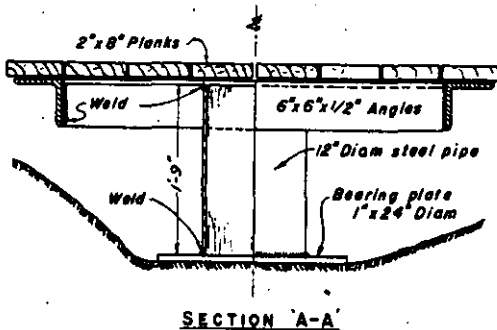
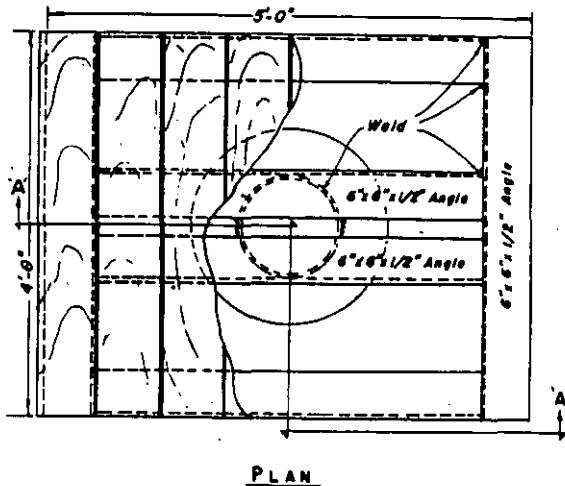


(c) EFFECT OF UNDERGROUND CONDITIONS ON GROUT

SCHEMATIC OF COMPRESSED-AIR CAISSON



LOAD TEST METHODS



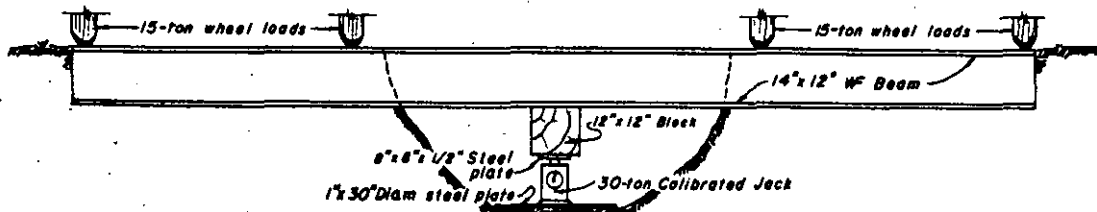
NOTE: Weight of platform = 1000[±] lbs
 10-ton platform load = 6380[±] lbs
 Soil Load

Comparison of loading materials

| Unit | Material | Pounds per cu ft | Requirements for 10-ton load | | | | | Cost of material, in dollars |
|--------|----------|------------------|------------------------------|-------------------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| | | | Cubic feet | Allowance for voids, in cu ft | Platform space, in cu ft | Height on 4 X 5-ft platform | Price per cu ft, in dollars | |
| Pigs | Lead | 710 | 28.2 | 5.8 | 34 | 1.7 | 110.00 | 3,100.00 |
| Pigs | Iron | 490 | 40.8 | 9.2 | 50 | 2.5 | 10.00 | 408.00 |
| Blocks | Concrete | 150 | 134 | 26 | 160 | 8.0 | 1.50 | 205.00 |
| Tank | Water | 62.5* | 320 | | 320 | 16.0 | 0.10 | 31.00 |

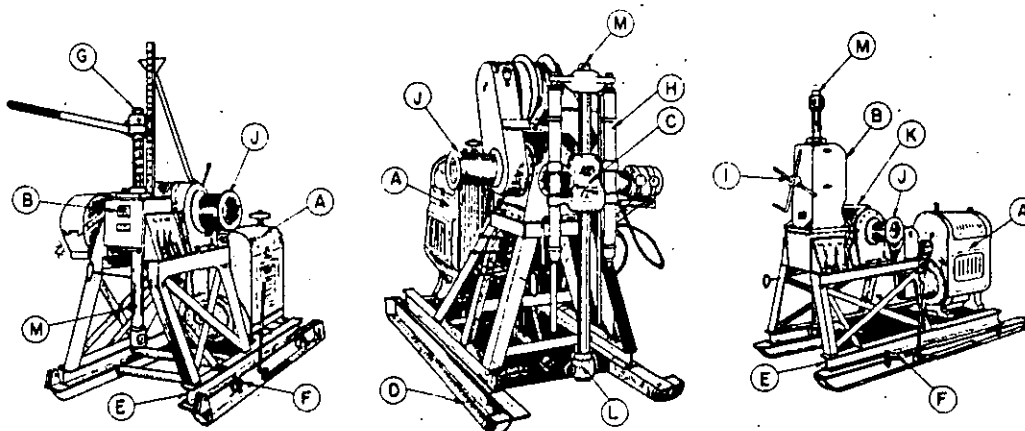
* Weight of water tank is ignored.

(a) FIXED LOAD METHOD



(b) CALIBRATED JACK METHOD

TYPICAL POWER DRILLS FOR CORING



- (A) POWER UNIT
- (B) FIXED DRILL HEAD
- (C) SWIVEL DRILL HEAD
- (D) SKIDS

- (E) SLIDE FRAME
- (F) RACK & PAWL
- (G) HAND LEVER FEED
- (H) HYDRAULIC FEED
- (I) RACK & PINION FEED

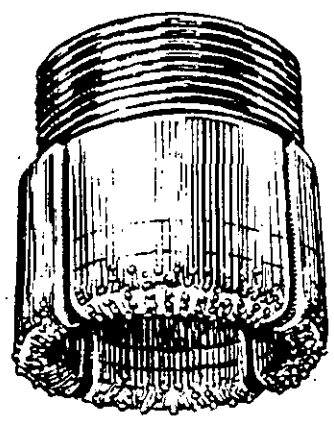
- (J) CAT HEAD HOIST
- (K) TRANSMISSION
- (L) DRILL CHUCK
- (M) HOLLOW SPINDLE

TYPICAL UNITS

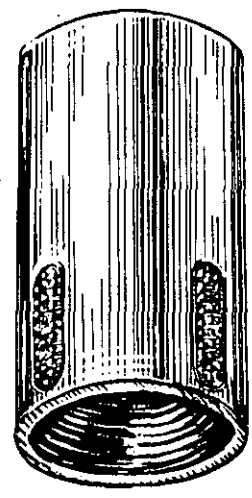
Typical equipment characteristics

| Size of core, in inches | Size of drill, in inches | Maximum depth of hole for drill size | Power, in horse-power | Type of engine | Weight on skids, in pounds | Price range with accessories, in dollars | Drill head | Type of feed | Spindle travel, in inches | Speeds, in rpm | Particularly designed for |
|-------------------------|--------------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------|----------------------------|--|------------|-----------------|---------------------------|-------------------|---------------------------|
| 1/8 | 1/4 | 50 | 5.5 | Gasoline | 32 | 800-1,000 | Fixed | Body | None | 0-3,600 | Portability |
| | | 150 | 7.5 | Gasoline | 1,700 | 1,500-1,800 | | | | | |
| 1/8 | 3/8 | 250 | 11 | Gasoline | 2,000 | 2,400-2,900 | Fixed | Hand lever | 24 | 200 450 900 | Diamond cores |
| | | 350 | 15 | Diesel | | 3,100-3,600 | | | | | |
| | | 350 | 18 | Gasoline | | 2,500-3,100 | | | | | |
| 1/8 | 3/8 | 400 | 18 | Gasoline | 1,800 | 3,700-4,400 | Swivel | Hydraulic | 24-48 | 200 450 900 | Diamond cores |
| | | 700 | 25 | Diesel | | 5,200-6,000 | | | | | |
| | | 700 | 30 | Gasoline | | 4,100-4,600 | | | | | |
| 1/8 | 2 1/8 | 650 | 18 | Gasoline | 2,200 | 3,800-4,300 | Fixed | Rack and pinion | 24 | 100 200 400 | Shot cores |
| | | 750 | 25 | Diesel | | 5,200-5,600 | | | | | |
| | | 750 | 30 | Gasoline | | 4,100-4,500 | | | | | |

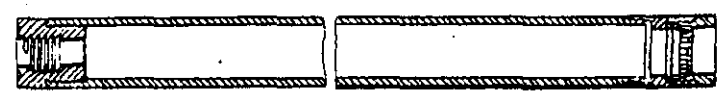
DIAMOND BITS AND CORE BARRELS



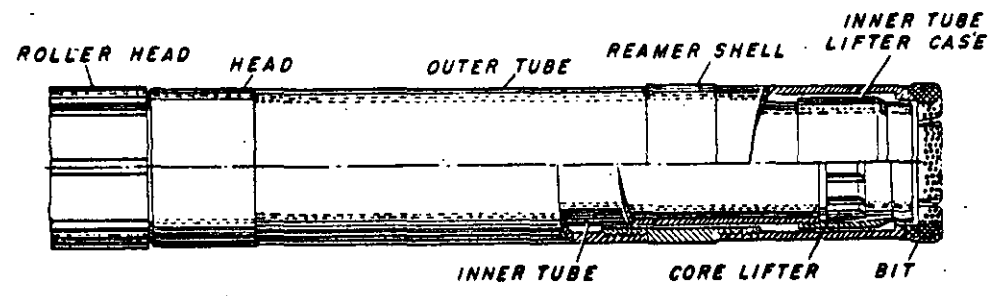
(a) DIAMOND CORE BIT



(b) REAMING SHELL

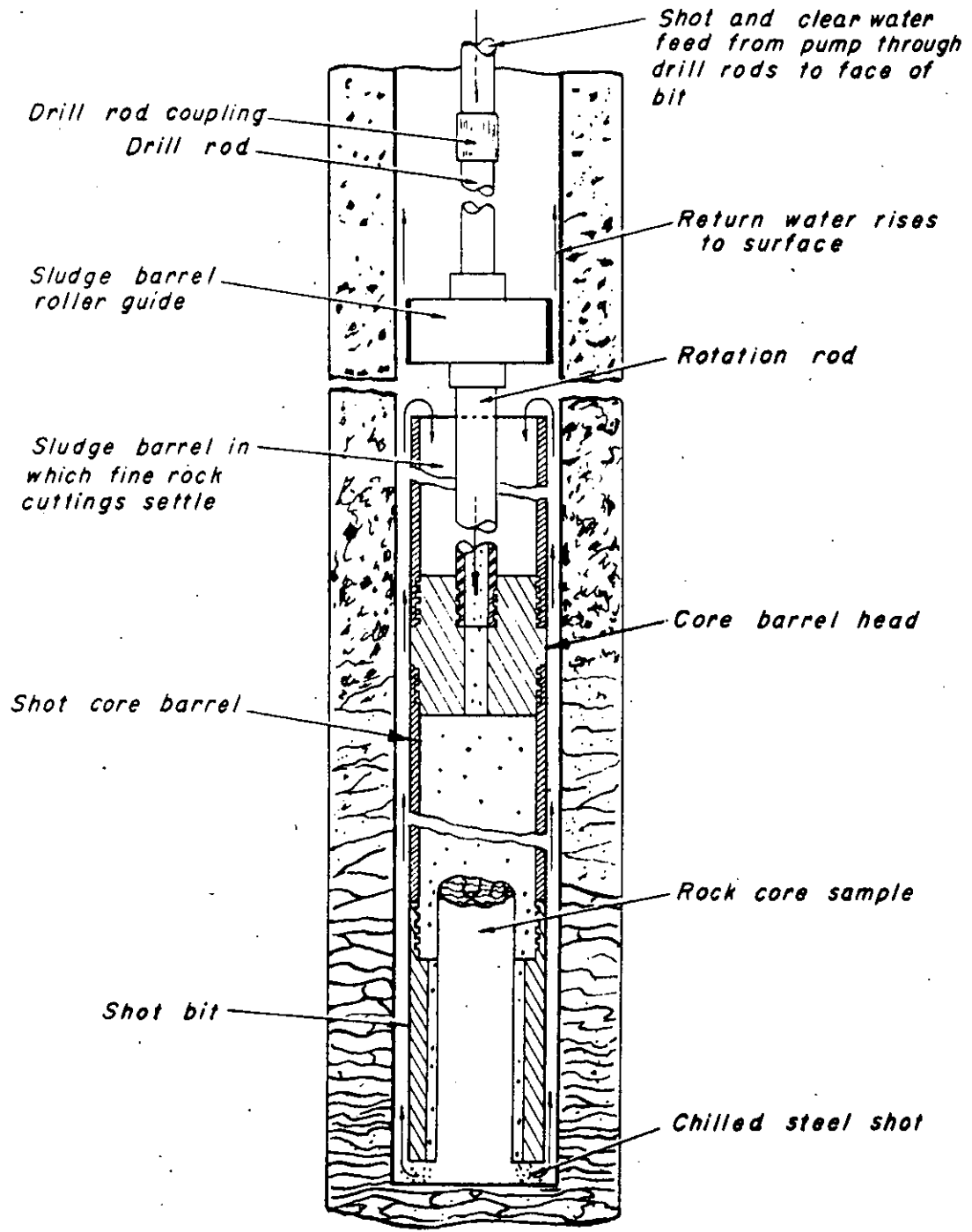


(c) SINGLE-TUBE CORE BARREL

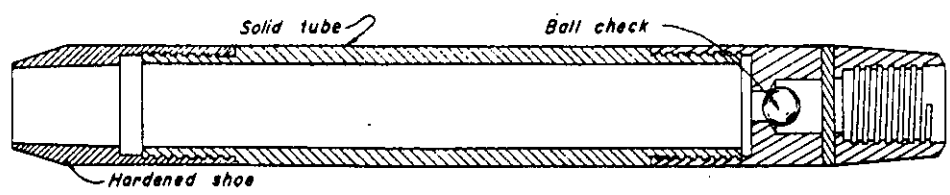


(d) DOUBLE-TUBE CORE BARREL

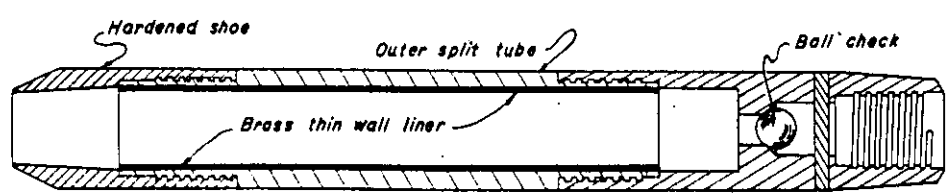
TAKING CORES BY SHOT DRILLING



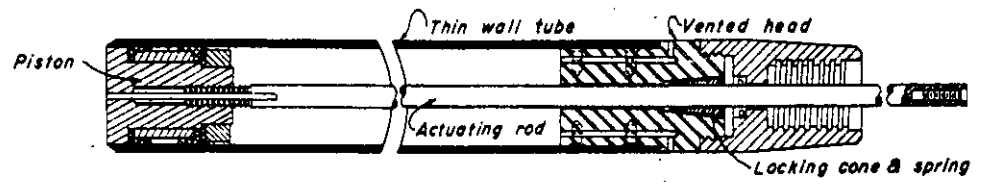
TYPICAL SOIL SAMPLERS



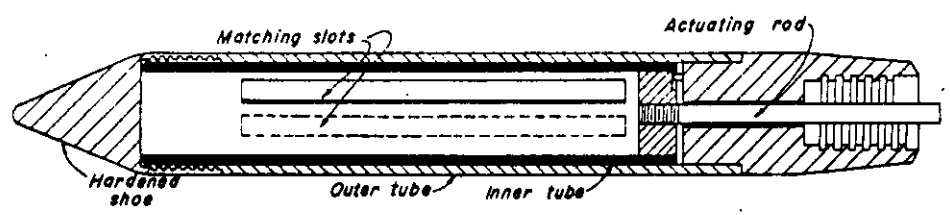
(a) SOLID - TUBE SAMPLER



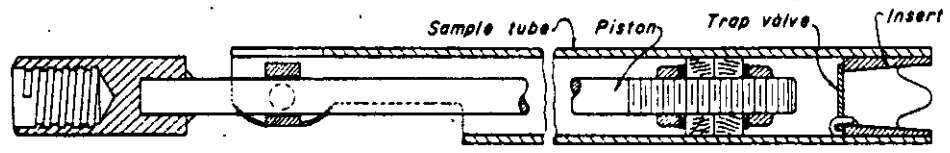
(b) SPLIT-TUBE SAMPLER WITH LINER



(c) STATIONARY PISTON SAMPLER



(d) GRAIN SAMPLER



(e) SAND - PUMP SAMPLER

RESUMEN DESDE 1979 ACERCA DEL PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION QUE HEMOS LLAMADO NIVELES GEMELOS, APLICABLE A OBRAS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS, EN CUALQUIER TIPO DE SUELO.

- A).- ANTECEDENTES.
- B).- ENCUADRE DEL PROCEDIMIENTO EN EL MEDIO ACTUAL DE LA CONSTRUCCION EN MEXICO.
- C).- SINTESIS.
- D).- APORTACIONES.
 - 1.- En el área técnica.
 - 2.- En el área financiera.
 - 3.- En el área social.
- E).- RECORDS ESTABLECIDOS CON MOTIVO DEL HOTEL MEXICO PLAZA HOLIDAY INN.
- F).- DIFUSION.
- G).- PANORAMA AL FUTURO.

A).- ANTECEDENTES.- El procedimiento nació en 1978 por una doble necesidad generada por una contratación de las acostumbradas en el pasado a precio alzado y tiempo determinado, con cláusula penal, celebrada para una obra con 3 sótanos de estacionamiento de vehículos y una celda de cimentación que sería usada como cisterna de agua potable; la excavación llegaría a 12.50 m. respecto del nivel de la banqueta y se ubica en la zona de lago, en las cercanías de la de transición. El edificio ocuparía en planta, aproximadamente 30 x 30 m. en su cuerpo principal y 20 x 10 m. en un cuerpo secundario.

La doble necesidad era:

- 1.- Por una parte suprimir la obra de sostenimiento del suelo, debido a que ella consumiría el 50% del contrato total.
- 2.- Reducir el tiempo que se necesitaba por métodos tradicionales en la excavación y consiguiente construcción de abajo hacia arriba, para hacer nacer cuanto antes la primera losa completa de la superestructura y poder iniciar en el mínimo tiempo posible la construcción -- hacia arriba del nivel de banqueta, lo que permitiría a la constructora, recuperar parcialmente lo que se sabía que se iba a perder en la subestructura por haberla contratado con un importe total, menor al presupuestado y sin cláusula escalatoria.

La obra se llevó a cabo con éxito en lo referente a la subestructura, no así en la superestructura pues el proyecto se suspendió por falta de crédito para la terminación del edificio.

La experiencia fué que se pudo proscribir la falla de fondo con el seccionamiento que se hizo en la excavación y también se proscribió la falla en taludes porque el muro estructural de contención se construía anticipadamente a la excavación, pero debido a la falta de ataguia, se registraron deformaciones en el suelo que aunque

moderadas porque su resistencia era aceptable, dejaron ver su efecto en las pequeñas - edificaciones adyacentes sin llegar a dañarlás de manera importante. El apoyo del edificio en este caso se hizo con una sustitución parcial y pilotes de punta localizados ex céntricamente respecto de las columnas y contratrabes para dotarlos con dispositivo de control. Un segundo proyecto fué realizado en Altavista 19 donde no fué necesario ningún tipo de cimientos profundos; el éxito en este caso fué total.

B).- **ENCUADRE.**- Este procedimiento nació y se ha mejorado desde 1979 gracias a la ayuda de expertos en finanzas, propietarios de edificios, e ingenieros mexicanos y hoy en día se encuentra en un momento tal en que varios factores se suman a favor de la construcción de muchos pisos hacia abajo, aún cuando este tipo de construcción ha representado - históricamente diversos problemas técnicos, los que todavía influyen en el ánimo de los proyectistas haciéndolos dar "media vuelta" ante estos problemas y motivándolos a construir los pisos de estacionamiento, hacia arriba del nivel de banqueta, mostrando una fuerte resistencia al cambio, a pesar de haberse demostrado con todo éxito su aplicación en uno de los edificios más importantes de México, como es el Edificio de Oficinas Ejecutivas de BANAMEX en el Paseo de la Reforma y Eje 1 Poniente.

C).- **SINTESIS.**- El procedimiento tiene por objeto **evitar** que la superestructura y -- junto con ella las instalaciones y los acabados, **dependan** del largo tiempo que toma la excavación y consiguiente construcción de abajo hacia arriba cuando se siguen procedimientos tradicionales en obras desplantadas a mucha profundidad. Para lograr este objetivo lo que se hace es proveer el apoyo de la losa de P.B. o de 1er. piso según proyecto, sin necesidad de contar con toda la subestructura completa.

D).- **APORTACIONES.**-

1.- En el área técnica permite enfrentarse a excavaciones muy profundas con toda seguridad evitando los peligros que han hecho a los proyectistas soslayar la con veniencia de construir los niveles de estacionamiento de vehículos hacia abajo del nivel de calle. Estos peligros en la zona de Lago han sido la **falla** de fondo, la falla de ataguías, la falle de taludes y las deformaciones excesivas en la ma sa de suelo circundante con el consiguiente daño a edificaciones adyacentes e instalaciones públicas ocultas bajo las calles y banquetas. En suelos secos no - existen estos peligros y en consecuencia cualquier procedimiento, inclusive este, se ve favorecido.

En el caso de edificios altos permite la iniciación de la superestructura en cor to tiempo en condiciones de seguridad para efectos de solicitaciones horizontales, pues la robustez de las columnas desde un principio es la definitiva para - las condiciones finales del edificio, y lo de abajo se termina mucho antes de tener arriba esas condiciones finales, amén de que es fácil instalar diagonales si fuera necesario, durante la construcción inicial.

Cabe mencionar que lo de abajo no tendrá demora por interperie ya que siempre va a cubierto, lo único que se necesita de los proyectistas y calculistas --

para reducir sus resistencia al cambio, es su buena disposición para aceptar - que no solamente se puede construir de abajo hacia arriba sino también de - arriba hacia abajo. Otras ventajas ofrece este procedimiento como es por ejem - plo no requerir pies derechos en la cimbra de las losas de sótano, ya su cola - do se hace directamente sobre el suelo, usado como cimbra de contacto.

2.- En el área financiera.- Es aquí donde éste procedimiento ofrece **grandes** venta - jas para edificios altos y profundos porque ahorra mucho tiempo respecto de - los procedimientos tradicionales y si se medita un poco sobre lo que significa ahorrar mucho tiempo en obras cuya inversión es de cientos o miles de millo - nes podrá tenerse idea inmediata de los beneficios que acarrea. Para ésta me - ditación habría que considerar el impacto de la inflación en obras que duran mucho tiempo porque gran parte del programa general de obra lo toma salir - de la excavación y construcción de abajo hacia arriba hasta tener completa la primera losa de superestructura; también debe tenerse en cuenta como ventaja primordial, la reducción del tiempo para la terminación del edificio, lo que ge - nera anticipadamente la rentabilidad de la inversión y consecuente amortización de capital e intereses, protegiendo al propietario contra el alto costo del dine - ro. Con el procedimiento NIVELES GEMELOS, estos dos factores aminoran su efecto ya que para reducir el impacto del primero se proporciona en un tiem - po corto, la primera losa completa de superestructura, dando la posibilidad de iniciar acabados e instalaciones anticipadamente y **terminar** el edificio con -- igual anticipación. Para ayudar en el segundo cabe decir que produce una ren - tabilidad **anticipada** lo que es lo mismo que decir que el capital y los intereses se empiezan a pagar anticipadamente.

Adicionalmente si la resistencia y demás características del suelo lo permiten, puede **ahorrar** de entrada, el gasto total ó parcial en obras de aseguramiento - del suelo que suelen ser cuantiosas; en caso de que el suelo no lo permita, es - tos trabajos siempre serán necesarios.

Cabe mencionar que este procedimiento conduce a un sobre costo en la excava - ción, pero la suma de la rentabilidad anticipada más los ahorros en conceptos indirectos y directos de obra como son por ejemplo la simplificación de troque - les, eliminación de pies derechos y en su caso en las ataguñas, resulta mucho mayor que el sobre costo.

En el aspecto social coadyuvará a no construir losas de estacionamiento arriba del nivel de la banqueta subyaciendo a pisos de oficinas o de vivienda, pues -- esta solución que se ha ido poniendo de moda, repercutirá en la vida humana, cuando menos en lo siguiente:

- 1.- Retardar la salida de personas hacia la calle, en casos de sinies - tro.
- 2.- Ceder el espacio vertical a los automoviles que ya tienen actual - mente gran parte del espacio horizontal.
- 3.- Modificar el paisaje urbano con fachadas que enmascaran el as - pecto impersonal de un estacionamiento de autos, fachadas que si se ponen suelen ser costosas para pisos de renta barata como la de estacionamiento, si se le compara con la renta cara de -- oficinas.

- E).- **RECORDS.**- Establecidos en el Edificio de Oficinas Ejecutivas BANAMEX.
- 1.- Profundidad de excavación 15 m. en suelo clasificado tipo lago sin que se hallan presentado ni falla de fondo ni de ataguías.
 - 2.- Deformaciones en la masa de suelo circundante: Imperceptibles.
 - 3.- En la zona de la Torre, solo se requirió un año y un mes (15 de Mayo de 1981 a 15 de Junio de 1982), para construir hacia abajo 4 sótanos, 1 cisterna y una losa maciza de 2 m. de altura como losa de cimentación y hacia arriba simultáneamente, la altura equivalente de 17 pisos aunque no terminados, además de construcción de lumbreras y columnas en el 80% de los cuerpos bajos y losa de sótano 1 en los frentes norte y sur de dichos cuerpos -- bajos.

- F).- **DIFUSION.**-
- 1.- Revista OBRAS Noviembre-1979. (México)
 - 2.- Revista OBRAS Octubre 1981. (México)
 - 3.- A.D.S.C. Enero 1982. (U.S.A.)
 - 4.- Construcción Panamericana Abril 1982. (Toda Latinoamerica)
 - 5.- Suplemento de El Universal Febrero 1980. (México)
 - 6.- Periódico El Universal Mayo 1982. (México)
 - 7.- Numerosas Conferencias tanto en Instituciones académicas como en simposiums y reuniones de Ingeniería y Arquitectura, Secretarías de Estado, D.D.F., Dependencias Oficiales y numerosos particulares.
 - 8.- Probables: Geotécnia y Cimentaciones (España)
Fac. de Ingeniería Universidad de Lyon (Francia)

G).- **PANORAMA FUTURO.**- Las experiencias tenidas y las mejoras que se han ido implementando, hacen amplio el campo de posibilidades para este procedimiento en cualquier tipo de suelo pudiendo hacerse con seguridad excavaciones que antes se consideraban "muy difíciles"; y debido a su adaptabilidad ya se está en condiciones de intentar hasta 30 m. de -- profundidad. Cabe mencionar que en contra, este procedimiento tendría su principal limitación en edificios de un sótano y quizá de dos.

27 de Abril de 1987.

ING. JOSÉ MARCOS AGUILAR MORENO.

CIMENTACIONES MECANIZADAS

Por el Ing. José Marcos Aguilar

A).- ANTECEDENTES

- I.- Origen geológico del Valle de México, causas y efectos del hundimiento de la Ciudad de México.
- II.- La erraticidad del subsuelo nos ha obligado a estudiar cada día mas y mejor los diferentes parámetros de resistencia y debemos seguir apoyando no solo la investigación aislada eventual sino la instrumentación sistemática - general recomendada entre otros por el Ing. L. Zeevaert.

III.- Las fallas de cimentación mas comunes se traducen finalmente en dos tipos :

- a).- Hundimiento del edificio.
- b).- Aparente Emerción del edificio.

En ambos casos es común que la estructura se incline en dos direcciones.

Estas fallas pueden o no llevar a la edificación al colapso en caso de sismo.

Se investigó una Loma, por la presencia de pilotes sin edificios en zona de consolidación por pérdida de humedad en el subsuelo.

IV.- Los esfuerzos de Ingenieros Mexicanos por lograr buen comportamiento de los edificios ante el doble problema que plantea el suelo de la Ciudad, débil y en proceso de consolidación por pérdida de humedad, data de cerca de 50 años y es larga la lista de nombres por lo que pueden escap

(2)

la memoria pero cabe mencionar a los pioneros como son el Arq. José L. Villagrán, el Ing. José A. Cuevas, el Ing. Manuel Arizmendi Lemus, el Ing. Manuel González Flores entre otros.

V.- Reducción de la capacidad de una columna inclinada para resistir sismos.

B).-

DESARROLLO

I.- El ámbito de la presente participación se reduce dentro del Marco de Referencia General del presente curso, a las **CIMENTACIONES MECANIZADAS** en zona de lago con proceso de consolidación por pérdida de humedad en el subsuelo, aplicable a todo tipo de estructuras y cualquiera que sea su destino; sistema de cimentación de eficacia ampliamente probada desde hace casi 40 años.

Las características de éste sistema se traducen en importantes ventajas tanto en el área técnica como en lo Económico y Financiero por lo que redunda en beneficio de los **Ingenieros, de los Propietarios y de la Comunidad.**

II.- VENTAJAS FINANCIERAS

En obras nuevas ahorra todo el tiempo que duraría el piloteo previo tradicional, que puede ser de uno o varios meses.

III.- VENTAJAS PUBLICAS

No se afectan las instalaciones públicas ocultas bajo las banquetas, pues se igualan los asentamientos del edificio con los del subsuelo.

(3)

IV.- VENTAJAS TECNICAS

- a).- La posición excéntrica de este tipo de pilotes, respecto de las contratra-
bes y columnas permite el concurso constante de cuatro tipos de apoyo
simultáneo que suman sus beneficios :
- 1.- Superficie.
 - 2.- Compensación.
 - 3.- Fricción entre suelo y fuste de los pilotes.
 - 4.- Apoyo de la punta del pilote en un estrato duro a profundidad.
- b).- Permiten hacer con facilidad la conversión de pilotes de fricción a pilotes
de control, para corregir desviaciones indeseables del buen comporta-
to del edificio; producidos tanto por agentes externos naturales ó huma-
nos, o internos por diversas razones.
- c).- El 100% de los pilotes queda hincado con la carga de prueba sin costo
adicional al del piloteo.
- d).- Permite desarrollar los pilotes de punta trabajando por fricción en los --
cuales no hay cambio de funcionamiento con el transcurso de los años -
cambiando el diseño del calculista, ni se desaprovecha la fricción en la
altura del " colchón " tradicional en los pilotes flotantes, llamados co-
munmente de fricción.
- Con o sin control, este sistema de pilotes no permite que la estructura
sienta distintos grados de apoyo por la diferente respuesta entre el sue-
lo y los pilotes inducida por la fricción negativa, la que genera distinto
deslizamiento de los pilotes aún en la separación mínima centro a cen-
tro de ellos.

e).- Los pilotes equipados con un mecanismo que regule la carga sobre el suelo que subyace a la losa de cimentación se adaptan a los cambios ó factores desconocidos del suelo, en todo momento; permitiendo hacer combinaciones de apoyo entre suelo y pilotes, para contrarrestar tendencias inconvenientes del buen comportamiento de un edificio, -- por lo que este NO depende únicamente de las sorpresas del suelo - sino de los mecanismos.

Por buen comportamiento se entiende Edificio VERTICAL y descendiendo igual que la ciudad, objetivo doble de los ingenieros del pasado y - actuales para obtener por una parte la mejor condición en la ocurrencia de sismos y por otra evitar los inconvenientes y peligros de la aparente emersión.

f).- Permite instrumentaciones complejas en los pilotes, para levantar edificios de cualquier tipo, aun coloniales sin estructura continua.

V.- TIPOS DE MECANISMO

Hay diversos, que persiguen el buen comportamiento del edificio, la - mayor parte de ellos son accesibles a la mano, aplicados axial a lateralmente en la cabeza del pilote, y otros inaccesibles al control humano por hallarse a profundidad.

Durante 30 años el más común por su sencillez ha sido el de dos apoyos constituyendo junto con el pilote, un sistema de fuerzas coplanar - paralelo.

VI.- MEJORAS RECIENTES

Se han hecho en los mecanismos más comunes y son :

- 1a.- Restringir los grados de libertad del cabezal bajo las - fuerzas dinámicas por sismo, para evitar su falla por - VOLTEO.

2a.- Dar capacidad a los mecanismos para transmitir fuerzas de **TENSION** a los pilotes durante la ocurrencia de sismos.

VII.- EJEMPLO DE APLICACION

Edificio esbelto en el paseo de la Reforma, recimentado y renivelado - antes de los sismos de 1985.

VIII.- NORMAS DE MANTENIMIENTO

IX.- RECOMENDACIONES ADICIONALES

**NORMAS
DE
MANTENIMIENTO
DE LAS
● CIMENTACIONES MECANIZADAS**

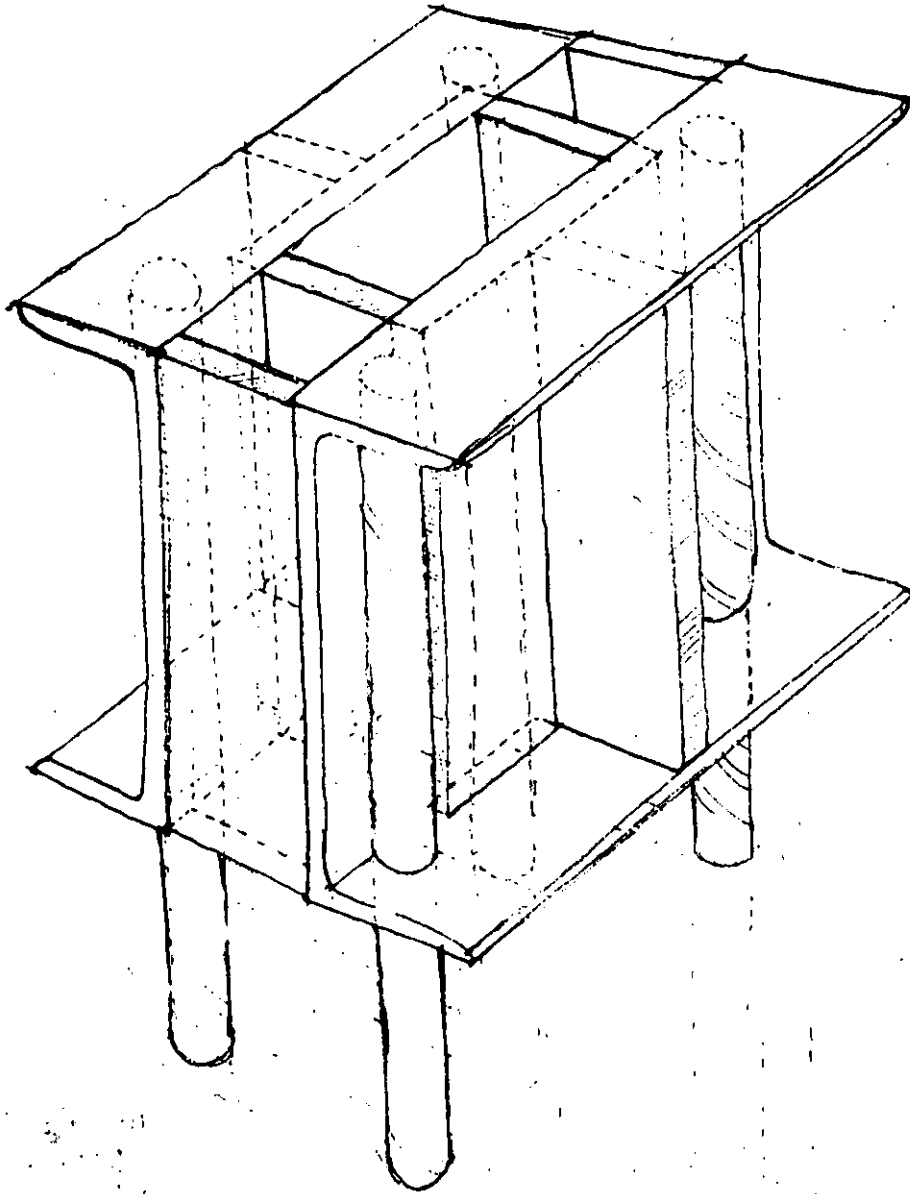
RYPSA

Recimentaciones y Pilotajes S.A.

Rypsa

RECIMENTACIONES Y PILOTAJES, S. A.

-2-



V.-MANTENIMIENTO.-

Las siguientes son las NORMAS que permiten obtener la eficacia esperada de los pilotes equipados con dispositivos de control.

Rypsa

RECIMENTACIONES Y PILOTAJES. S. A.

A). -DESCARGA.-

Debe hacerse con equipo hidráulico y doble cabezal, aplicando la carga de diseño.

B). -RECORTE.-

La cabeza del pilote debe recortarse premarcando la altura límite, para que no se generen planos inclinados en la cabeza, por despostilladuras. La superficie puede ser rugosa pero siempre a nivel.

C). -CABECEO.-

Debe hacerse con cimbra metálica de tal manera que se obtenga la sección transversal completa, y a nivel, empleando acelerante de fraguado para 12 hrs.

D). -ESTOPERO.-

Debe retacarse antes de volver a cargar el pilote ó en cualquier momento que presente fuga.

E). -CORROSION.-

Las anclas se protegen con Apcoseal o cualquiera otra marca de producto similar resistente a la humedad. Los cabezales se protegen con pintura de aceite haciendo un raspado y cepillado previo de las partes agredidas por la humedad, lijando cuando sea necesario con herramienta eléctrica. Los tornillos se protegen con grasa amarilla y aceite num. 10 en mezcla 80 %, 20 % aplicando la pasta con cepillo.

F). -CELDA DE DEFORMACION.-

Es de madera caoba en cubos de 5X5X5 cms. colocada con el grano horizontal cuatrapiado. El número de cubos correspondiente invariablemente a la CARGA DE DISEÑO considerando la carga de flujo plástico de cada cubo igual a 2 Ton. El número de capas de cubos de cada celda de deformación es invariablemente tres.

La máxima deformación permisible de la celda de deformación es 30%. Esto significa 1.5 cms. por cada capa de cubos ó 4.5 cms. en la altura total de la celda.

Rypsa

RECIMENTACIONES Y PILOTAJES. S. A.

G). -PRECARGA.-

Primeramente se satisface la condición coplanar, luego se hace a las 12 hrs. del cabeceo, con doble cabezal y equipo hidráulico a la carga de diseño. En el final de esta carga el cabezal debe apoyarse en las anclas. Terminada la precarga se quita el equipo hidráulico y el doble cabezal.

H). -PREVENTIVO.-

Consiste en obtener 3 datos, niveles, plomos y estado de funcionamiento y preservación de la corrosión, lo primero es pasar una nivelación topográfica de precisión cada 3 meses para trazar perfiles y curvas de nivel. Preferentemente se pasará por puntos a igual cota respecto a un plano del edificio que se construyó a nivel. Los bancos de nivel serán exteriores en número de 3 y se localizarán en sitios ajenos a los movimientos del propio edificio y de edificios vecinos.

También se toma el desplome con teodolito en 2 direcciones ortogonales entre si.

También cada tres meses se inspecciona ocularmente cada control, llenando la forma "INSPECCION" para conocer pormenores de funcionamiento y del estado de la prevención de la corrosión.

I). -CORRECTIVO.-

Para conservar el edificio a nivel y a plomo, se correlacionan los tres datos del PREVENTIVO y se ejecutan los ajustes necesarios en los controles para ese objetivo.

Asi mismo se ejecutan los retakes de estoperos que tengan fuga y las reparaciones de controles que lo ameriten segun lo dicho en los párrafos que anteceden; tanto en lo relativo al funcionamiento como en lo relativo a la prevención a la corrosión.

J). -IMPERMEABILIZACION.-

Es preciso para el buen funcionamiento y mantenimiento de controles asi como para el cumplimiento de la estanquidad prevista por el calculista de los cajones de cimentación que se sellen TODAS las vías de agua freática a través de diversos puntos de la cimentación ajenos a los estoperos de los pilotes. Para el efecto en las inspecciones se incluye la información respectiva acerca de esta anomalía.

K). -REPORTE.-

Cada trimestre se entrega a la persona indicada un reporte que incluye el resultado del mantenimiento preventivo y del correctivo ejecutados en el trimestre incluyendo las vías de agua freática detectadas para su arreglo correspondiente por medio de presupuesto separado.



ING. JOSE MARCOS AGUILAR MORENO



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

CURSOS ABIERTOS

EDIFICACION

27 de enero al 7 de febrero de 1992.

ESTRUCTURAS DE ACERO

ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA

PALACIO DE MINERIA

ESTRUCTURAS DE ACERO

INDICE

- 1.- LA ENSEÑANZA DE LAS ESTRUCTURAS METALICAS
- 2.- HACIA UNA RACIONALIZACION DE LAS NORMAS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
- 3.- NORMALIZACION, UNA NECESIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES DE ACERO
- 4.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS AL RCDF-87. ESTRUCTURAS METALICAS
- 5.- TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN LAS CONEXIONES DE EDIFICIOS ALTOS

6.- SUPERVISION DE ESTRUCTURAS DE ACERO

6.1.- INTRODUCCION

6.2.- ESTRUCTURAS DE ACERO

6.3.- MANEJO DE LA SUPERVISION

7.- ESTRUCTURAS METALICAS EN PLANTAS INDUSTRIALES

**8.- SOBRE EL FUTURO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO
EN MEXICO**

LA ENSEÑANZA DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS. AVAN
CES RECIENTES.

HECTOR ABEL LOPEZ CERVANTES

1. Introducción

El desarrollo nacional demanda de las universidades una participación más dinámica en el proceso enseñanza-aprendizaje a través, del cual se busca el crecimiento sano y previsor de la sociedad.

Nuestra realidad actual nos señala, con todo rigor, las características deseables en todo profesionista para que éste tenga una participación activa y trascendente dentro de la comunidad; ésto ha hecho necesaria una revisión y actualización de las programaciones académicas y de las actividades profesionales de los egresados de escuelas de educación superior.

De acuerdo con estos lineamientos se hace necesario el planteamiento de objetivos institucionales de acuerdo con las exigencias y demandas del medio en que se desarrollará el futuro profesionista, buscando el cumplimiento de:

- a) Preparación de profesionales de nivel superior requeridos para el desarrollo regional y del país.
- b) Realizar labores de investigación científica y tecnológica.
- c) Participar en el proceso de creación, conservación, renovación y transmisión de la cultura.
- d) Extender los beneficios de la ciencia y tecnología hacia la comunidad.

El proceso de planeación curricular

- a) Adopta como punto de partida el esquema de objetivos, que expresan:
los valores, expectativas, conocimientos, actitudes y habilidades deseadas en un futuro.
- b) Contempla en forma integral la formación docente y los planes de estudio de la carrera.
- c) Permite un proceso continuo de ajustes o innovaciones, dándole un carácter dinámico.

Una vez aprobado e implementado el modelo, se deben de considerar las siguientes etapas:

- 1.- De integración. Esta etapa consiste en añadir al modelo las observaciones y sugerencias salidas del análisis y evaluación a la cual estará sujeto el proyecto curricular.
- 2.- De planeación. Consiste en planear el proceso de implementación, que contempla tres dimensiones de cada fase:
 - a) Planeación de directrices. Es el proceso de toma de decisiones, nombramiento de responsables, conceptualización y elaboración de objetivos.
 - b) Planeación de actividades. Es la programación de actividades: las cuales consistirán en esquemas o guiones de trabajo, medios o fuentes de información y calendarización.
 - c) Planeación de resultados. Es la evaluación y comunicación de la información obtenida.
- 3.- De implementación. Que representa la etapa más extensa en el tiempo y más intensa en cuanto al trabajo requerido.

- e) Promover entre sus integrantes una formación armónica y equilibrada.

Todo esto orientado primordialmente a lograr:

- a) El desarrollo y superación social, económico y cultural de la comunidad y de la nación.
- b) La conservación y aprovechamiento racional de los recursos naturales.
- c) Una conciencia de solidaridad en todos y cada uno de los integrantes de la sociedad.

2.- La enseñanza de la Ingeniería Civil

En las carreras de Ingeniería Civil que ofrecen las universidades y centros de enseñanza superior, se transmiten conocimientos generales en diferentes ramas de Ingeniería Civil, que permiten a sus graduados iniciarse en el ejercicio de su profesión, seguir algún curso de especialización o continuar estudios avanzados. En ocasiones especiales es de cuestionarse la calidad de la enseñanza recibida, no por el contenido de la misma, sino por los criterios o modelos globales de planeación usados para llevar a cabo un análisis sobre la situación regional, o en forma integral del país. Los elementos distintivos del modelo de planeación curricular pueden basarse en un enfoque sistemático, es decir, concebir el modelo como un todo unitario organizado, compuesto por distintas partes, componentes o subsistemas interdependientes y delineados por características identificables.

Se sigue el concepto de planeación, el cual es el proceso que se aplica a un objeto con un propósito específico, teniendo un claro concepto del objeto y dándose una sucesión de decisiones, de tal forma que desde el inicio de cada fase se requiere tomar decisiones y plantear objetivos (propósitos) para cada uno de los cursos, que formalicen el proceso. Se tiene un claro concepto del objeto a través del análisis de la realidad efectuado.

En la enseñanza de la Ingeniería Civil, como en todo proceso educativo, es necesaria la revisión periódica y permanente de los programas analíticos y objetivos generales a lograr para el mejoramiento y la implementación de nuevos objetivos que estén de acuerdo con las necesidades cambiantes de la región y del país.

De acuerdo con estos lineamientos, el Instituto Tecnológico de Sonora, ha llevado a cabo la reestructuración curricular de todas las carreras que imparte, entre ellas de la carrera de Ingeniería Civil, de acuerdo con el modelo curricular anteriormente indicado, el cual está ordenado cumpliendo con el proceso de diagnóstico, para la cual se deben seguir las siguientes instrucciones:

Recabar información actual y en lo posible estimar para el futuro, lo relacionado con: medio ambiente, recursos, funciones y logros de los programas actuales, para ser vaciada en ésta información en formatos específicos que permitan la mejor visualización de los resultados.

Para conocer el marco de referencia o realidad en que se encuentra la institución, es necesario llevar a cabo los siguientes estudios:

Contexto. Medio ambiente

- a) Conocimientos demandados por el medio
- b) Habilidades demandadas en el medio
- c) Programas analíticos de los planes de estudio de otras universidades. Semejanzas y diferencias al comparar con el plan que ofrece la institución.
- d) Avances de la ciencia (innovaciones, teorías, descubrimientos, etc.)
- e) Actividades de profesionistas de la localidad.
- f) Tendencia de la demanda social de la carrera (actual y futura).

Insumos. Recursos y características de entrada

- a) Análisis del plan de estudios actual (objetivos y contenidos de los programas analíticos). Bondades, restricciones, seriación o secuencia, distribución por semestres,

características terminales previstas en los egresados.

- b) Características generales en los alumnos. Distribución por edades, por sexo, por estado civil, porcentaje de alumnos que trabajan, distribución por carga académica y distribución por semestres de permanencia.
- c) Estimación de la tendencia de crecimiento de la matrícula
- d) Conocimientos de entrada en los alumnos
- e) Características generales del personal docente
- f) Recursos didácticos existentes.

Procesos. Funciones y actividades

- a) Porcentaje de empleo de las distintas metodologías en el proceso enseñanza-aprendizaje.
- b) Modalidades de evaluación empleadas
- c) Procedimiento de selección de alumnos
- d) Trámite de titulación
- e) Modalidades y requisitos del servicio social
- f) Programas de formación docente
- g) Programas de aprendizaje informal (Conferencias, exposiciones, visitas a empresas e instituciones, etc.)
- h) Estrategias de información formal
- i) Índice de reprobación por materia
- j) Índice de asistencia (profesores-alumnos)
- h) Movilidad de profesores.

Productos. Logros terminales

- a) Número de alumnos egresados
- b) Índice de alumnos egresados no titulados
- c) Índice de deserción de alumnos
- d) Número de alumnos con promedio mayor o igual a .85.

Resultados. Efecto en la sociedad

- a) Gama de empleos que ocupan los egresados. Empleados, - desempleados, sueldo, nivel de mando, y relación de su trabajo con la carrera.

- b) Ex-alumnos con estudios de postgrado
- c) Publicaciones o trabajos científicos realizados por ex-alumnos

3.- Enseñanza de las Estructuras Metálicas.

Una primera y gran responsabilidad de las instituciones de enseñanza superior a nivel licenciatura termina cuando un egresado recibe su título de Ingeniero Civil, pues no es posible creer que a ellas compete las responsabilidades de la total formación de un especialista. Se considera que esa responsabilidad debe ser compartida por las empresas, tanto oficiales como particulares que utilizan los servicios de esas personas, y tanto más grande debe ser esa responsabilidad, cuanto más específico y especializado sea el trabajo por desempeñar.

Dentro de los cursos que el Ingeniero Civil recibe en una institución de enseñanza superior se encuentran desde Estructuras Metálicas los cuales, por ser de los que necesitan mayor interrelación con la práctica, hacen necesario que sea más fuerte la comunicación entre las instituciones de enseñanza y los organismos empresariales, tanto oficiales como privados para llevar a cabo un plan de enseñanza continua teórica y práctica en este campo. Dado que la solidez de las construcciones modernas está basada en la firmeza de las estructuras metálicas que se emplean y garantizan la seguridad de los habitantes ya sea en grandes edificios comerciales, como industriales y agrícolas, el objetivo principal del estudio de las Estructuras Metálicas debe ser el de exponer las teorías fundamentales necesarias para el proyecto y diseño de estructuras de acero, tanto de edificios como de puentes o cualquier obra civil que involucre la utilización del acero como elemento resistente.

Es altamente necesario que el estudiante que va a introducirse en los conocimientos de las estructuras metálicas tenga conocimientos muy firmes sobre los fundamentos de la mecánica de los materiales y del análisis estructural con una buena dosis de lenguajes de programación con computadoras.

En consecuencia, los objetivos instruccionales, expresados en conocimientos, habilidades y aptitudes que el alumno deberá tener al estudiar un curso de Estructuras Metálicas son:

- a) Conocer y aplicar los Reglamentos y Manuales de acero existentes.
- b) Explicar las propiedades físicas y químicas del acero
- c) Ser capaz de calcular la resistencia de los perfiles de acero estructural.
- d) Ser capaz de diseñar elementos estructurales utilizando secciones comerciales de acero estructural.
- e) Ser capaz de diseñar sistemas estructurales integrales de acero.

Todo esto de acuerdo con la economía, durabilidad y eficiencia de cada obra.

Duración del curso. De acuerdo con los estudios de diagnóstico y pronóstico llevados a cabo por la carrera de Ingeniero Civil del Instituto Tecnológico de Sonora, se realizaron encuestas a profesionistas relacionados ya sea con la enseñanza o la aplicación de los conocimientos sobre Estructuras Metálicas en el proyecto y diseño de naves agrícolas, silos, o estructuras industriales de acero, se concluyó, la necesidad de impartirse en dos cursos de 45 horas cada uno, incluyendo temas tan importantes como soldaduras, montajes y detallados de planos para proporcionárselos directamente al fabricante.

Ante la fuerte demanda de profesionales especializados en el proyecto y diseño de estructuras de acero, las empresas que tienen necesidad de este tipo de profesionistas deben de estar conscientes de que los recién egresados de las escuelas y facultades de Ingeniería Civil tienen conocimientos generales y limitaciones de carácter práctico, es de primordial necesidad ofrecer periódicamente cursos dentro de la amplia rama de las estructuras metálicas en colaboración con los centros de enseñanza superior, con el objeto de especializar a Ingenieros Civiles recién graduados, quienes con esos nuevos conocimientos estarán capacitados para desarrollar de inmediato, un trabajo productivo dentro de la empresa contratante.

Existen varios procedimientos para llevar a cabo esta capacitación y su implementación estará en función de la disponibilidad tanto de las empresas como del profesionista.

a) Cursos intensivos de especialización. Son los cursos cortos que ofrecen las universidades, institutos de construcción en acero o por alguna asociación profesional. Estos cursos se caracterizan por pretender cubrir mucho material en lapsos de tiempo muy cortos. Por ser impartidos en ocasiones por personal ajeno a la docencia y normalmente, continúan con la educación teórica recibida por el profesionista en licenciatura. La ventaja de estos cursos, es que el personal recibe mucha información, y sobre todo actualizada, que también se dá por escrito, lo que facilita su consulta posterior. La desventaja principal es la baja asimilación que se tiene durante el curso propiamente dicho.

Son de mucha utilidad para aquellas personas que están trabajando sobre algunos de los temas cubiertos en el curso y en menor escala a quienes pretenden especializarse en ese campo.

b) Programas de maestría. Estos cursos son ofrecidos principalmente en las facultades de enseñanza superior (UNAM, IPN, etc.) Con la asistencia a este tipo de cursos el estudiante aprende en forma ordenada y con suficiente profundidad los conceptos fundamentales de la disciplina de las estructuras, aunque también de una manera totalmente teórica.

c) Transmisión de conocimientos prácticos. Este sistema de capacitación consiste en aprender con la práctica, es el menos adecuado y requiere mayor tiempo. El profesionista capacitado en esta forma, puede quedar con conceptos no completamente entendidos por sencillos que estos sean, sobre todo porque no se sigue una secuencia lógica para transmitirlos.

d) Transmisión mixta de conocimientos. Este es el procedimiento ideal para la preparación del profesional. Consiste en que el personal interesado, después de haber adquirido conocimientos teóricos sobre el proyecto y diseño de las estructuras metálicas, sea recibido por alguna empresa fabricante, distribuidora o encargada del proyecto y la construcción de este tipo de obras, para que se ponga en práctica los conocimientos teóricos recibidos y se le suministren los conocimientos prácticos que en la empresa ya se tienen. Esta fase del entrenamiento la pueden lograr los estudiantes al cumplir con su servicio social - o con la elaboración de tesis para su titulación en empresas de este campo.

RESUMEN

La evolución, poco racional, de las normas para diseño de estructuras de acero, ha producido reglamentos oscuros y frecuentemente confusos, lo que se ilustra en este trabajo tomando como base el diseño de elementos flexocomprimidos. Después de discutir la evolución de las ecuaciones de interacción se presentan los estados límite que deben considerarse al diseñar marcos rígidos de acero, y se explica cómo se revisan con esas ecuaciones. Se plantean los inconvenientes de los métodos tradicionales y se proponen una nueva metodología de diseño, basada en estados límite, y una organización de los capítulos de las especificaciones.

INTRODUCCION

Las normas para el diseño de estructuras en general, y de acero en particular, han evolucionado a lo largo del tiempo al incorporar en ellas los resultados de investigaciones teóricas y experimentales, y el estudio del comportamiento, en condiciones normales y anormales, de estructuras reales. Las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), por ejemplo, cuando se publicaron por primera vez, en 1923, eran un librito de 15 páginas que contenía sólo recomendaciones de carácter muy general; en 1978, 55 años y siete revisiones después, son un extenso documento compuesto por 79 páginas de especificaciones, en las que se incluyen cuatro apéndices, 14 páginas de tablas numéricas y un comentario de 66 páginas (refs. 1 y 2). Su extensión se debe a que incluyen resultados de estudios realizados en un lapso de más de 50 años, en el que el diseño estructural se ha desarrollado considerablemente. Sin embargo, cubren casi los mismos tópicos que en 1923, y su organización sigue siendo muy semejante.

En cada una de las revisiones, realizadas con intervalos irregulares, se han incluido los conocimientos obtenidos desde la anterior, pero nunca se ha hecho un esfuerzo consciente de reestructuración y reorganización. El resultado de esta evolución poco racional ha sido un documento que contiene recomendaciones para el diseño de los diversos elementos estructurales presentadas de tal manera que con frecuencia se oscurece su objetivo, lo que lleva a una aplicación mecánica de las normas, con poco conocimiento de lo que se busca al cumplirlas.

El empleo de computadoras electrónicas para el análisis y el desarrollo de métodos de diseño estructural basados en estados límite han proporcionado incentivos para la reorganización de las normas, como se advierte, parcialmente al menos, en las ref. 3 a 5. Sin embargo, sigue faltando un esfuerzo consciente de racionalización. Hacia ese fin está dirigido el presente trabajo.

ESTADOS LIMITE

El diseño estructural consiste en asegurarse de que hay una probabilidad suficientemente pequeña de que la resistencia de la estructura en conjunto, y la de los elementos que la componen, correspondiente a cada uno de los estados límite de interés, sea menor que la solicitación de diseño asociada a él (o lo que es lo mismo, hay una probabilidad suficientemente grande de que la resistencia sea mayor que la solicitación).

En un problema dado se identifican los estados límite de falla de interés y se dimensiona la estructura de manera que tenga una seguridad adecuada respecto a cada uno de ellos; además, la estructura debe comportarse correctamente bajo cargas de trabajo, lo que se comprueba revisando estados límite de servicio apropiados.

El criterio de diseño toma la forma general:

Resistencia de diseño \geq acción de diseño,

que se expresa analíticamente como sigue:

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^j \gamma_i S_i \quad (1)$$

El lado izquierdo de la ec. 1 representa la resistencia de diseño de la estructura o del elemento estructural; está formado por el producto de la resistencia nominal R_n y el factor de resistencia ϕ ; el lado derecho, correspondiente a las acciones sobre la estructura, está compuesto por la suma de los productos de los efectos medios S_i de todas las cargas nominales que intervienen en la combinación en estudio y los factores de carga γ_i correspondientes.

La condición 1 debe satisfacerse para todas las combinaciones de carga de interés, que se especifican en los reglamentos de diseño.

Aunque el objetivo del diseño estructural ha sido siempre obtener construcciones con una seguridad adecuada contra la falla, que se comporten correctamente bajo cargas de trabajo (por ejemplo, que no se deformen excesivamente ni vibren de una manera molesta), sólo desde hace dos o tres décadas se han hecho esfuerzos formales por definir claramente los estados límite, de falla o de servicio, y por desarrollar métodos que permitan evaluar de una manera racional los dos términos de la expresión 1.

La incorporación de esos métodos a la práctica del diseño estructural ha sido lenta, al menos en los países del hemisferio occidental, a pesar de que desde hace tiempo se reconoce que proporcionan, en muchos casos, la mejor alternativa compatible con los conocimientos actuales; sin embargo, forman ya parte de buen número de reglamentos de diseño, y están a punto de ser incorporados en otros (refs. 3 a 5 y 14).

El primer paso en la solución de un problema de diseño estructural es la identificación, clara y concisa, de todos los estados límite que han de revisarse, tanto de falla como de servicio; están relacionados con las características de la estructura y las solicitaciones que habrá de soportar. Enseguida, por medio del criterio expresado en (1), se dimensionan los elementos estructurales de manera que el sistema tenga una seguridad aceptable ante todos los estados límite de falla posibles y, posteriormente, aplicando criterios adecuados, se revisan los de servicio. Es claro que todo el proceso de diseño ha de basarse, primero, en la identificación de los estados límite de interés, para no dejar sin estudio alguna condición potencialmente crítica y, segundo, en el desarrollo de métodos para determinar las resistencias correspondientes. De la precisión con que se establezcan los estados límite y las solicitaciones que habrán de considerarse en cada uno, y de la confiabilidad de los métodos y fórmulas de diseño depende, a su vez, el valor de los coeficientes que relacionan solicitaciones y resistencias en la expresión (1), los que incorporan en el diseño la seguridad deseada.

Todos los reglamentos modernos contienen recomendaciones cuyo objeto es satisfacer las condiciones mencionadas; sin embargo, siguen para ello un camino muchas veces confuso, que puede y debe mejorarse.

Aunque las deficiencias de los reglamentos se manifiestan en buena parte de sus capítulos, son mayores en el diseño de piezas flexocomprimidas que en otros casos, por la mayor complejidad de este problema, que se toma de ejemplo en lo que sigue.

DISEÑO DE ELEMENTOS FLEXOCOPRIMIDOS

La primera versión de las especificaciones AISC, adoptada el 10. de junio de 1923, y revisada en 1928 y 1934, contiene el párrafo siguiente (ref. 1):

"Los miembros sujetos a esfuerzos directos y de flexión simultáneos se dimensionarán de manera que los esfuerzos combinados máximos no excedan los límites admisibles". Eso es todo, aparte de proporcionar fórmulas para calcular los esfuerzos permisibles en compresión y en flexión puras.

En versiones posteriores de las especificaciones aparece la ecuación de interacción que sigue siendo en la actualidad, en la mayoría de los códigos, la base del diseño de las barras flexocomprimidas. En un principio era muy sencilla, y así se conservó durante varias décadas; empezó a complicarse en las normas de 1961, al tratar de incorporar en ella un número mayor de los muchos factores que intervienen en el problema.

De acuerdo con las especificaciones de 1949 (ref. 6) las barras flexocomprimidas, así como las que trabajan en flexotensión, se dimensionan como sigue:

"Los miembros sujetos a esfuerzos axiales y de flexión combinados se dimensionarán de manera que la cantidad

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \quad (2)$$

no exceda la unidad.

F_a = esfuerzo axial que se permitiría, de acuerdo con estas especificaciones, si la barra estuviese sometida únicamente a tensión o compresión axial.

F_b = esfuerzo máximo ocasionado por flexión que se permitiría, de acuerdo con estas especificaciones, si la barra estuviese sometida únicamente a flexión.

f_a = esfuerzo producido por la fuerza axial, de tensión o compresión, que actúa sobre la barra (cociente de la fuerza axial entre el área de la sección transversal de la columna).

f_b = esfuerzo máximo producido por flexión (cociente del momento flexionante máximo entre el módulo de sección de la columna)".

Cuando las columnas están sometidas a flexión alrededor de los dos ejes centroidales y principales de sus secciones transversales, la expresión (2) se convierte en

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \quad (3)$$

f_{bx} es el esfuerzo permisible para flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia, calculado teniendo en cuenta una posible falla por pandeo lateral, y F_{by} el esfuerzo permisible básico, sin disminuir, ya que la flexión alrededor del eje de menor momento de inercia no produce inestabilidad lateral. f_{by} es el cociente del momento flexionante máximo alrededor de y dividido entre el módulo de sección S_y .

Si sólo hay flexión alrededor del eje y, además de la fuerza axial, desaparece el segundo miembro de la ec. (3).

En las especificaciones actuales, en vigor desde 1978, se indica que los miembros sujetos a esfuerzos de compresión y de flexión combinados deben dimensionarse de manera que se cumplan los requerimientos siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0 \quad (4)$$

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (5)$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$, en vez de las fórmulas (4) y (5) pueda emplearse la ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

El significado de los términos f_a , f_{bx} , f_{by} , F_a , F_{bx} y F_{by} es el mismo que en la ec. (3), F'_e vale $12\pi^2 E / 23(KL/r)^2$, esfuerzo crítico de Euler en el plano en que se considera la flexión dividido entre un factor de seguridad, y C_m es un coeficiente igual a 0.85 si la columna forma parte de un marco cuyos entrepisos pueden desplazarse lateralmente, es función del cociente de los momentos en los extremos de la columna cuando el marco está contraventeado, de manera que se eviten esos desplazamientos.

En las especificaciones para diseño plástico se proporcionan expresiones análogas a las anteriores, escritas en términos de sollicitaciones factorizadas y de resistencias, en vez de esfuerzos producidos por las cargas de trabajo y esfuerzos permisibles.

Con la ec. (4) se revisa la columna cuando la flexión es máxima en la zona central y con la (5), que debe aplicarse a los dos extremos, se comprueba que los esfuerzos no sean excesivos en ninguno de ellos.

La tercera ecuación tiene como único objeto simplificar los cálculos cuando la compresión directa es de poca importancia, pues en ese caso los términos $C_m / (1 - f_a/F'_e)$ se reducen a un valor muy cercano a la unidad.

El empleo de fórmulas de interacción constituye un método muy versátil y útil para el diseño de columnas flexocomprimidas, que se recomienda en muchos reglamentos modernos; sin embargo, tiene graves inconvenientes: como es en buena parte empírico, proporciona resultados con un grado desconocido de seguridad, y

aunque se revisan los estados límite de falla más importantes, la revisión se lleva a cabo de una manera muy poco clara; lo que propicia que se comentan errores.

Las fórmulas que propone el AISC (expresiones 4 y 5) son, en realidad, mucho más que ecuaciones de interacción para el diseño de columnas aisladas (ref. 7); por ejemplo, el empleo del factor de longitud efectiva, K_x ó K_y , en el cálculo del esfuerzo permisible en la columna comprimida axialmente, F_a , tiene por objeto evitar la falla por inestabilidad, bajo carga vertical, del marco del que forma parte esa columna, en su plano o fuera de él, y con los términos $(C_m / (1 - f_a/F'_e))$ se toman en cuenta, aproximadamente, los efectos de segundo orden producidos por la interacción carga-desplazamiento. Se están, pues, revisando simultáneamente varios estados límite, pero las características de la ecuación no permiten individualizarlos.

No hay ninguna manera racional de relacionar la resistencia real de las columnas, o de la estructura completa, con los resultados que se obtienen al aplicar las ecuaciones de interacción; sin embargo, se ha demostrado que conducen a diseños aceptables, aunque a menudo excesivamente conservadores.

Aún en la forma muy elaborada que tienen en las especificaciones de 1978 (fórmulas 4 y 5), cuando las ecuaciones de interacción se aplican a cada columna por separado, en marcos en los que no están impedidos los desplazamientos laterales de entrepiso, se cometen varios errores de importancia; el mayor se debe a que no se tiene en cuenta que el pandeo de un entrepiso, con desplazamientos laterales relativos de los niveles que lo limitan, es un fenómeno de conjunto que involucra a todas las columnas; se comete otro error al utilizar el mismo factor de amplificación para los momentos por carga vertical que para los ocasionados por fuerzas horizontales, de viento o sismo, y no se amplifican los momentos en las trabes que llegan a los extremos de las columnas, con lo que se viola una condición de equilibrio. Esto ha dado lugar a que se empiece a recomendar que el factor $C_m / (1 - f_a/F'_e)$ de cada uno de los términos que corresponden a flexión se divida en dos, que afecten, por separado, los momentos producidos por cargas verticales y fuerzas horizontales (ref. 5). Con ello, el empleo de las ecuaciones de interacción se complica más, y el objetivo múltiple que se persigue al utilizarlas se hace todavía más confuso. Además, al aplicar el concepto de longitud efectiva a estructuras que fallan por inestabilidad bajo cargas verticales y horizontales combinadas se extrapola un concepto válido para pandeo bajo carga vertical, a un caso en que el mecanismo de falla es completamente diferente, y los resultados obtenidos del estudio de estructuras elásticas se han aplicado, con frecuencia, a casos en que el colapso está precedido por deformaciones inelásticas importantes.

Si se comparan las ecuaciones de interacción actuales con la original, se encuentra que ahora deben considerarse los aspectos adicionales siguientes:

- a. Se necesitan ecuaciones diferentes para flexocompresión y flexotensión; la original era válida para los dos casos.
- b. Deben determinarse los factores de longitud efectiva de las columnas, K_x y K_y , en los dos planos de flexión (o sea, considerándolas parte de los dos marcos que se cruzan en cada una de ellas).
- c. Ha de definirse si los marcos están o no contraventeados.
- d. Tienen que calcularse los factores de amplificación de los momentos considerando, al hacerlo, si provienen de cargas verticales u horizontales y si el marco tiene o no contraventeo.
- e. Se emplean factores C_m , que sirven para convertir momentos variables en uni-

formas equivalentes, en marcos contraventeados, y forman parte del factor de amplificación de los momentos en los que carecen de contraventeo.

Son necesarias dos ecuaciones, una para revisar la estabilidad de las columnas y la otra para determinar las condiciones en que se encuentran sus extremos.

Hay que utilizar artificios para revisar no sólo la estabilidad de cada columna, sino también la de los entrepisos completos.

Releyendo la lista anterior, reflexionando en las incertidumbres que hay en muchos de los puntos que la componen y en las drásticas simplificaciones necesarias para incluirlos en las ecuaciones, y teniendo en cuenta los conocimientos actuales sobre el comportamiento de las estructuras reticulares, se llega a la conclusión de que ya no es posible obtener soluciones económicas y seguras, congruentes con esos conocimientos, si el diseño se sigue haciendo utilizando, como única herramienta, las ecuaciones de interacción.

ESTADOS LIMITE EN MARCOS RIGIDOS DE ACERO

En el diseño de marcos rígidos de acero para edificios deben considerarse los estados límite siguientes:

- I. Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical.
- II. Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
- III. Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
- IV. Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de sus secciones extremas.
- V. Falla de algún tipo de una o más vigas.
- VI. Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas, que abarque uno o más entrepisos.
- VII. Vibración o deformaciones excesivas de las vigas.
- VIII. Desplazamientos laterales excesivos de entrepiso.

No se ha considerado el estado límite de pandeo de conjunto de todo el edificio porque, aunque posible en teoría, no suele ser de interés en construcciones reales; tampoco se ha tenido en cuenta la posibilidad de falla por pandeo local, que debe revisarse por separado.

El comportamiento de un marco rígido desde el punto de vista de cualquiera de los estados límite depende de la interacción de todos los elementos, vigas, columnas y, en su caso, contraventeos, que lo componen.

REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA DE COLUMNAS CON LAS ECUACIONES DE INTERACCIÓN

Las ecuaciones de interacción no se han formulado para revisar de una manera explícita los diversos estados límite de falla; sin embargo, empleándolas en su forma usual se revisan los de las columnas aisladas, e introduciendo en ellas pequeñas modificaciones pueden servir también para los de conjunto.

Para la discusión que sigue conviene escribirlas en términos de solicitaciones factorizadas y resistencias de diseño; al hacerlo, las ecs. 4 y 5 se sustituyen por la 6 y 7:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M_o}{(1-P/P_{cr}) (M_o)_{cr}} \leq 1.0 \quad (6)$$

$$M_o = 1.18 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) M_p \leq M_p \quad (7)$$

Se han escrito para columnas flexionadas alrededor de un solo eje, pero pueden modificarse para abarcar también flexocompresión biaxial.

Si una columna soporta solo una fuerza de compresión, $M_o = 0$, y la ec. 6 se reduce a:

$$P/P_{cr} \leq 1.0 \quad \dots \quad P \leq P_{cr}$$

El estado límite de falla por pandeo bajo carga vertical se alcanza cuando la compresión en la columna iguala su carga crítica de pandeo, elástico o inelástico, en cualquiera de los dos marcos de los que forma parte.

Si el marco tiene gran rigidez lateral, como sucede en edificios provistos de contraventeos verticales o muros de rigidez distribuidos y diseñados adecuadamente, el pandeo individual de cada columna se presenta sin desplazamientos laterales significativos de sus extremos, y es razonablemente independiente del comportamiento del resto de la estructura, con excepción de los miembros que llegan a sus extremos; su influencia se toma en cuenta con el factor de longitud efectiva K .

En cambio, si la rigidez lateral no es suficiente, la columna puede pandearse con desplazamiento horizontal del extremo superior con respecto al inferior; este fenómeno solo es posible cuando se pandean simultáneamente todas las columnas del entrepiso. No es, pues, un fenómeno propio de cada columna individual.

La ec. 6 describe adecuadamente la primera forma de pandeo, pero no la segunda. Para que fuese aplicable en este caso sería necesario escribir su primer término en la forma EP/EP_{cr} , para que cuando sólo hubiese fuerzas normales en las columnas se redujese a:

$$EP/EP_{cr} \leq 1.0 \quad \dots \quad EP \leq EP_{cr}$$

Las sumas abarcan todas las columnas del entrepiso, y las cargas críticas se definen con los factores K correspondientes a extremos que se desplazan linealmente.

Para prever la posible falla por inestabilidad de conjunto, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, debe realizarse un análisis de segundo orden en el que se incluyan los incrementos que la interacción carga-desplazamiento produce en los elementos mecánicos de diseño. Sin embargo, es usual hacer un análisis de primer orden y determinar los momentos amplificados aproximados multiplicando los obtenidos en él por el término

$$C_m / (1 - P/P_{cr}) \quad (8)$$

Al aplicar la ec. 6 a cada columna por separado se obtienen factores de amplificación diferentes para cada una de ellas, lo que es correcto en marcos contra-

venteados pero no en los que no tienen contraventeo, en los que el fenómeno en estudio depende del comportamiento en conjunto del entrepiso. En las especificaciones del AISC no se pide que se amplifiquen los momentos en las trabes de los marcos sin contraventeo. (Hay una indicación al respecto en el Comentario a las Especificaciones de 1978, ref. 8).

De acuerdo con las normas AISC en vigor (ref. 2) los momentos amplificados se obtienen multiplicando el mayor de los momentos en los extremos de la columna por el término $C_m/(1-P/P_e)$, lo mismo cuando se debe sólo a cargas verticales que cuando proviene del efecto combinado de cargas verticales y horizontales.

Sin embargo, efectuando estudios más exactos se demuestra que han de emplearse dos factores de amplificación diferentes, uno para los momentos producidos por cargas que no originan desplazamientos laterales de entrepiso significativos y otro para los debidos a fuerzas que sí los ocasionan, pues en el primer caso la amplificación se debe a los desplazamientos del eje de la columna respecto a la recta que une sus extremos, que se mantienen fijos (efecto $P\delta$), y en el segundo a la suma de ese efecto con el ocasionado por el desplazamiento lateral relativo de un extremo de la columna con respecto al otro (efecto $P\Delta$). El empleo de un factor de amplificación único lleva a una sobreestimación, que puede ser importante, de los efectos de segundo orden, cuando el diseño queda regido por cargas verticales y horizontales combinadas.

Para corregir ese defecto, en la ref. 5 se propone sustituir el término $C_m M_o/(1-P/P_e)$ de la ec. 6 por la suma de dos términos:

$$\frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_b P_e}} \frac{M_{NT}}{\phi_b M_n} + \frac{1}{1 - \frac{EP_u}{\phi_b EP_e}} \frac{M_{LT}}{\phi_b M_n}$$

P_u es la fuerza nominal de compresión factorizada, $\phi_b M_n$ la resistencia de diseño de la columna, M_{NT} el mayor de los momentos factorizados en sus extremos ocasionados por cargas que no producen desplazamientos laterales significativos (cargas verticales), M_{LT} el momento correspondiente al anterior, pero para cargas que ocasionan desplazamientos laterales de importancia (fuerzas sísmicas o de viento), y P_e tiene el mismo significado que en la ec. 6. EP_u y EP_e abarcan todas las columnas del entrepiso.

El primer factor de amplificación, $C_m/(1-P_u/\phi_b P_e)$, se calcula para cada columna por separado, considerando extremos fijos linealmente; si resulta menor que 1.0, se le da ese valor. El segundo factor, $1/(1-EP_u/\phi_b EP_e)$, se obtiene para todas las columnas del entrepiso, puesto que el desplazamiento Δ , si existe, es común a todas; es siempre mayor que 1.0.

El estado límite V se evita dimensionando las vigas de manera que tengan una seguridad adecuada contra la falla por exceso de flexión en el plano de carga y contra el pandeo lateral por flexotorsión. El VI no suele revisarse de manera explícita.

COMENTARIOS SOBRE LOS METODOS CONVENCIONALES DE DISEÑO

Con los métodos convencionales de diseño y, específicamente, utilizando las ecuaciones de interacción modificadas, se revisan implícitamente, como acaba de verse en los incisos anteriores, casi todos los estados límite de falla de in-

terés. Además, los coeficientes de seguridad utilizados tradicionalmente han evitado, en general, que se alcance alguno de los restantes.

Sin embargo, esos métodos tienen inconvenientes; uno de ellos es la incertidumbre en la precisión de los resultados que se obtienen con las ecuaciones de interacción, que aumenta cuando se aplican a columnas con desplazamientos lineales de los extremos; otro, que oscurecen por completo la solución del problema.

Por los motivos anteriores, conviene desarrollar una metodología de diseño que tenga en cuenta, de manera explícita, todos los estados de falla posibles, y que produzca resultados más confiables que los procedimientos tradicionales.

METODOLOGIA PROPUESTA

De acuerdo con la filosofía del diseño basado en estados límite, se identifican todos los que sean de interés en el problema en consideración, y se verifica la condición I para cada uno de ellos. En la especificación bajo la cual se hace el diseño se indican las combinaciones de carga que han de revisarse, se proponen fórmulas para calcular las resistencias de diseño, y se dan los valores de los factores de carga y resistencia.

En uno de los incisos anteriores aparece una lista de los estados límite de interés en el diseño de marcos rígidos de acero; a continuación se describe, brevemente, cómo se revisa cada uno de ellos.

1. Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical. En las especificaciones de diseño actuales no se dan los factores de resistencia y carga correspondientes a este estado límite; mientras se realizan estudios de confiabilidad que permitan determinarlos con mayor precisión, se recomienda que se utilicen los mismos que para el diseño de columnas aisladas.

La resistencia nominal es la carga crítica de pandeo, elástico o inelástico, del entrepiso.

La carga crítica de pandeo elástico se calcula con buena precisión con la ecuación (refs. 9 y 10)

$$P_{cr} = \frac{R_h}{1.2} \quad (9)$$

R es la rigidez lateral del entrepiso y h su altura. En el cálculo de R se incluyen los efectos de contraventeos o muros de rigidez, cuando los hay, además de los marcos en sí.

El resultado anterior se corrige cuando el pandeo se inicia en el intervalo inelástico, lo que sucede en la mayoría de los edificios de proporciones usuales. Se ha propuesto hacer la corrección con la misma ecuación que se emplea en las normas AISC 78 (ref. 2) para calcular los esfuerzos críticos de pandeo inelástico de columnas aisladas, con lo que se llega a (refs. 9 y 10):

$$\text{Si } P_{cr} < P_y/2 \text{ (pandeo elástico), } P_{cr} = R_h/1.2 \quad (10)$$

$$\text{Si } P_{cr} \geq P_y/2 \text{ (pandeo inelástico), } P_{cr} = P_y - (0.3 P_y^2/R_h) \quad (11)$$

$P_y = \sum A_c F_y$ es la suma de las cargas verticales que producen la plastificación de todas las columnas del entrepiso.

REQUISITOS DE DUREZA

| DIAMETRO | | DUREZA BRINELL | | DUREZA ROCKWELL C. | |
|---------------|-------------|----------------|------|--------------------|------|
| pulg. | mm. | mín. | máx. | mín. | máx. |
| 1/2 a 1 | 12.7 a 25.4 | 241 | 331 | 23 | 35 |
| 1 1/8 a 1 1/2 | 28.6 a 3.81 | 223 | 293 | 19 | 31 |

REQUISITOS QUIMICOS

| ELEMENTO | COMPOSICION EN % |
|-------------------|------------------|
| | Pernos Tipo 1 |
| Carbono, mínimo | 0.27 |
| Manganeso, mínimo | 0.47 |
| Fósforo, máximo | 0.048 |
| Azufre, máximo | 0.058 |
| Boro, mínimo | --- |

Conviene, por último, comentar algunos problemas que pueden presentarse durante el montaje de estructuras con este tipo de conexiones; entre los más comunes podrían mencionarse los dos casos siguientes.

1.- Falta de contacto en juntas cepilladas entre tramos de columnas.-

Las normas del A.I.S.C. mencionan tolerancias al respecto, pero es práctica usual que si la holgura no excede 1/16" el montador acepte la conexión y que, en caso de ser mayor, la holgura se rellene con láminas de acero dulce (A-36) de aproximadamente 1 mm. de espesor. Las holguras hasta 1/16" no suelen ser importantes por que al ir cargando el edificio los tornillos y el acero de la estructura se deforman, sin dañarse, hasta que las partes quedan en total contacto.

2.- Falta de coincidencia entre los agujeros para los tornillos.-

El A.I.S.C. no marca tolerancias al respecto, pero AASHTO sí; una práctica usual es utilizar rimas tronco cónicas con un diámetro máximo de 1/16" mayor que el agujero y acabados en una punta de 3/4" de diámetro; si la rima pasa, los agujeros pueden rimarse y utilizarse; en caso contrario los agujeros pueden rimarse a un diámetro mayor y utilizar tornillos mayores. En casos extremos de discrepancia muy fuertes, se puede recurrir a la reposición de las placas de empalme reemplazándolas con otras en que la posición de los agujeros se mida directamente en el campo.

151
"SUPERVISION"

1.- INTRODUCCION

a) Importancia y trascendencia de la Supervisión

La sociedad en forma inherente a su evolución va generando la necesidad de construir, esta necesidad principia con la construcción de su morada, hasta llegar a la época actual en que prácticamente se contruye todo lo que el ser humano requiera.

Aparejado al desarrollo de la sociedad y al desarrollo de la tecnología para la construcción, se ha ido necesitando ó requiriendo elementos de planeación, ejecución, programación, supervisión y control que garanticen que las obras se ejecutarán de acuerdo con una calidad especificada, en un tiempo estimado y un costo predeterminado.

Las primeras empresas supervisoras surgen en nuestro país en la década de los cincuentas y van evolucionando conforme pasa el tiempo, pero es hasta nuestros días, y como una consecuencia del cambio de actitud mental derivado de los sismos de 1985, en que emerge como imprescindible la supervisión en cualquier tipo de construcción.

Una buena supervisión garantizará primeramente la estabilidad de la estructura, a través del estricto cumplimiento de las normas y especificaciones contenidas en los reglamentos vigentes; a través del riguroso seguimiento de los planos estructurales de la obra, — una vez que hayansido perfectamente estudiados, comprendidos y no se tenga la menor duda de ellos; a través del cumplimiento de las recomendaciones que señala el estudio de mecánica de seldos.

Una buena supervisión garantizará la correcta aplicación, así como la calidad de los materiales y mezclas que se utilicen en la obra.

Una buena supervisión garantizará que la obra en cuestión no se lleve un plazo mayor al originalmente convenido, y por consecuencia no se sobrepase el costo originalmente pensado.

A pesar de que este último punto es de difícil cumplimiento por la situación inflacionaria en que vivimos, una buena supervisión

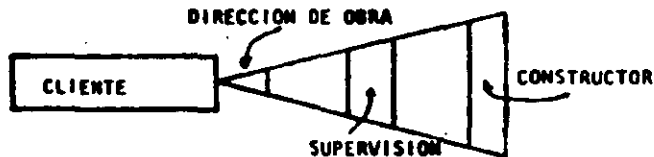
no debe perder de vista el objetivo general del costo prefijado.

Hasta ahora hemos visto que una buena supervisión de obras de edificación tendría como objetivos:

- 1.- Garantizar la estabilidad
- 2.- Garantizar la calidad
- 3.- Garantizar un costo apegado a los lineamientos de contratación.

¿Pero, dónde ubicamos la supervisión dentro de todo el proceso constructivo?

Este dibujo nos puede aclarar mejor las cosas.



"La supervisión" siempre forma parte de la dirección de la obra y sirve de enlace o medio para transmitir a la constructora las decisiones que ha tomado la "Dirección de Obra".

La supervisión de obras de edificación, al igual que cualquier prestación de un servicio profesional, tiene su responsabilidad y está señalada en el Código Civil.

Como se desprende de todo lo que se ha dicho anteriormente, se tienen muchas obligaciones que cumplir y una gran responsabilidad, es por eso que un buen supervisor debe reunir entre sus cualidades al menos las siguientes: formalidad, honestidad, carácter, autoridad; además de un profundo conocimiento de lo que va a supervisar y mayor que el que lo va a ejecutar. Es por esto que un supervisor es un profesional especializado, tan digno y respetable como cualquier otro profesional que presta sus servicios a la sociedad en que vive.

b) CAMPOS DE LA SUPERVISION.

La supervisión de las obras de edificación no se reduce exclusivamente a la "Supervisión de campo"; se llevan a cabo otras actividades, que siendo parte de la supervisión misma no se realizan en el campo, pero sí se nutren del comportamiento de la obra en cuestión.

La supervisión en general se podría dividir en las siguientes partes:

- a) de campo
- b) del control de calidad
- c) del avance físico
- d) del avance financiero
- e) del control de la obra
- f) del campo legal

Para que se cumplan todas estas partes se auxilia de los siguientes apoyos:

- a) de contratación
- b) documental
- c) de pago

La supervisión del campo se encarga de verificar que todos los procesos constructivos, materiales y componentes de la obra se realicen, mezclen y apliquen correctamente.

La supervisión del control de calidad verificará que todos los materiales y productos cumplan con la calidad especificada.

La supervisión del avance físico se encarga de comprobar que el avance de la obra corresponda al programa.

La supervisión de avance financiero se encarga de verificar que la obra cuente con los recursos económicos, — planteados contractualmente, — que garanticen el buen desarrollo de los trabajos; así como también cuidar que haya una buena relación con respecto al avance físico de la obra.

La supervisión del control de la obra toma las medidas necesarias correctivas y/o preventivas que aseguren el feliz término de la obra.

La supervisión del marco legal nos obliga a que todas las decisiones que se toman estén encuadradas dentro de las leyes, reglamentos, contratos, convenios etc., es decir dentro de las obligaciones y derechos que originalmente han sido pactados entre el contratista y el contratado.

Los apoyos que antes se mencionan son de índole básicamente administrativos y nos ayudan a ordenar nuestra obra.

Finalmente es necesario mencionar que todas las actividades arriba mencionadas deben ser estudiadas, analizadas y comprendidas por un jefe de supervisión, que sintetice y aglutine toda esa información, con el objeto de realizar la mejor obra posible, entendiendo esto en el más amplio de los sentidos.

Estas partes y apoyos conforman el gran universo de la supervisión, están íntimamente relacionados e interdependientes entre sí; las puede realizar una sola persona ó un grupo de personas en función del tamaño de la obra que se vaya a supervisar.

Estas partes son tan amplias que generan la especialización de un profesional de la construcción para que puedan ser llevadas a cabo adecuadamente.

ESTRUCTURAS DE ACERO.

Cuando se comenzó a usar el acero con fines estructurales en los edificios, se llegaron a obtener espacios libres interiores de dimensiones apreciables, lo que propició el uso de edificios altos. En un principio las vigas y columnas de acero no formaban propiamente marcos rígidos, ya que no se construían con conexiones capaces de transmitir momentos. Sin embargo la adopción del marco rígido a principios de siglo permitió llegar a alturas de 50 pisos, utilizando áreas de columnas relativamente pequeñas y con la ventaja de tiempos cortos de construcción. Actualmente se suman a estas ventajas las características muy favorables de capacidad de disipación de energía que las hacen muy idóneas para resistir los efectos sísmicos. Sin embargo estas ventajas frecuentemente se tornan en limitaciones ya que la excesiva flexibilidad de estas estructuras trae consigo problemas de pandeo y desplazamientos que obligan a proporcionar arriostramiento adicional para evitar modos de falla frágil en algunos elementos.

Durante la construcción suele ser crítica la falta de rigidez al no estar completamente conectados los elementos y normalmente es indispensable proporcionar arriostramientos provisionales, que impidan que alguna carga excéntrica durante el montaje o carga lateral accidental produzcan el colapso de la estructura. Por otra parte las estructuras de acero están sujetas durante su lamina

S O L D A D U R A

ción y fabricación a concentraciones locales de esfuerzos, llas esfuerzos residuales, debido esencialmente a la distinta - lidad de enfriamiento de las diversas partes del elemento. - conveniente tratar de mantener en niveles bajos estos refuer para lo cual deben seguirse los procedimientos de fabricación pecificados.

ro aspecto importante en estructuras de acero es el cuidado - e debe tenerse en la ejecución de las conexiones, ya que sien un material dúctil, pueden ocurrir fallas frágiles en la es tura, por soldaduras deficientes en las uniones de los elemen s. Algunas recomendaciones para el control de ejecución de sol luras se presentan a continuación.

La soldadura significa el calentamiento de dos piezas de me tal hasta llegar a su puntos de fusión, permitiéndoles fluir jun tas hasta que formen una sola masa.

En la actualidad la soldadura está tomando gran auge, por lo que su revisión o inspección es aún de mayor importancia.

De los diferentes procesos que hay, el proceso por ARCO ELEC TRICO es el que nos interesa, por ser el que se emplea en la construcción de estructuras metálicas.

Este proceso se lleva a cabo con una corriente eléctrica en tre los metales base y una varilla que sirve como electrodo.

A medida que se acerca el electrodo al metal base, se forma el arco produciéndose el calor o la temperatura que hace que se fundan los dos elementos electrodo y metal base, efectuándose así la unión o soldadura de las piezas.

TIPOS DE SOLDADURAS

Esto se refiere a las diferentes maneras de realizar una unión y que pueden ser: soldadura de filete, de tapón o canal y de ranura, existiendo en esta última una variedad de formas de efectuarse, como se indica a continuación:



FILETE



TAPON O CANAL

LAS DE RANURA A TOPE

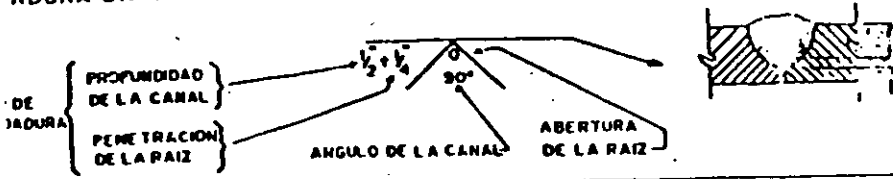


RECTA O CUADRADA



EN "V" O DOBLE BISEL

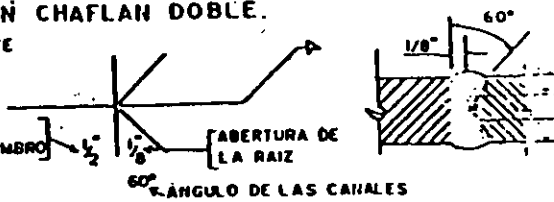
SOLDADURA EN V SENCILLA INDICANDO LA PENETRACION EN LA RAIZ.



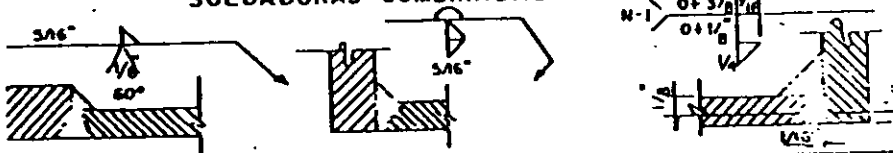
SOLDADURA EN CHAFLAN DOBLE.

LA CANTIDAD DE LA SOLDADURA DEBE APUNTAR PRECISAMENTE EL MIEMBRO QUE DEBE DISELARSE

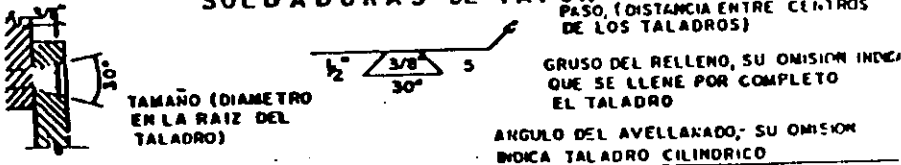
LA PROFUNDIDAD DE LAS CANALES, LA ABERTURA DE LA RAIZ, DEBE SER IGUAL A MEDIO GRUESO DEL MIEMBRO



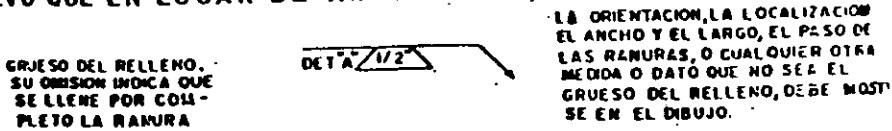
SOLDADURAS COMBINADAS



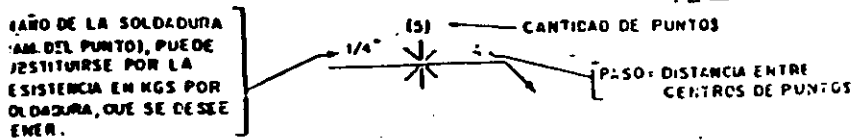
SOLDADURAS DE TAPON



SOLDADURAS DE RANURA IGUAL A LA DE TAPON, PERO QUE EN LUGAR DE TALADROS SE HACEN RANURAS OBLONGAS.

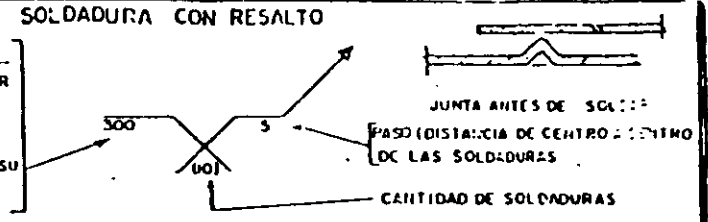


SOLDADURA DE PUNTOS POR RESISTENCIA ELECTRICA



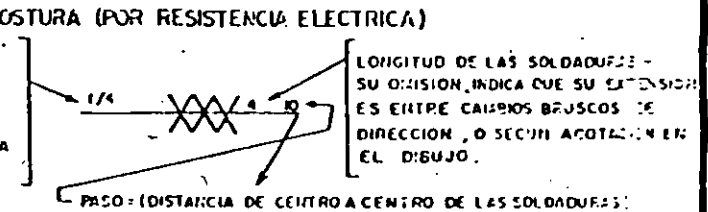
SOLDADURA CON RESALTO

TAMAÑO (RESISTENCIA MINIMA AL CORTE, EN LBS. POR PULG. QUE DEBE TENER CADA SOLDADURA SI SE TRATA DE RESALTOS CIRCULARES, PUEDE DARSE SU DIAMETRO EN VEZ DE LA RESISTENCIA.

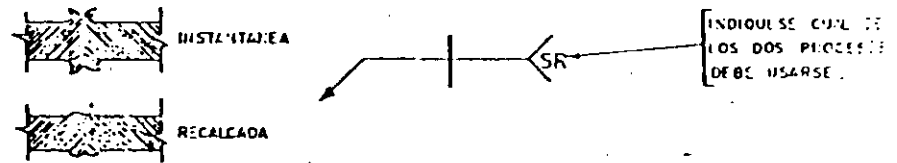


COSTURA (POR RESISTENCIA ELECTRICA)

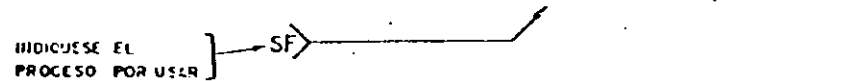
TAMAÑO (ANCHO DE LA SOLDADURA (O EN RESISTENCIA MECANICA MINIMA EN LIBRAS POR PULGADA LINEAL, QUE DEBE TENER LA SOLDADURA)



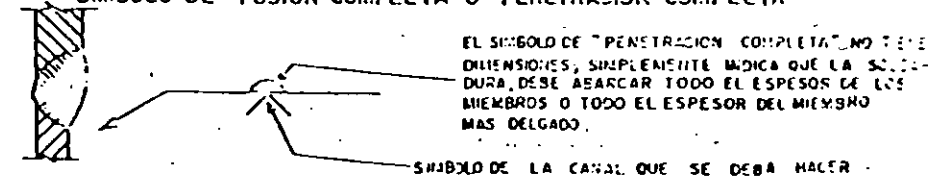
SOLDADURA INSTANTANEA O RECALCADA



SOLDADURA A FORJA, CON TERMITA, POR INDUCCION, ETC.



SIMBOLO DE "FUSION COMPLETA" O "PENETRACION COMPLETA"



EQUIPO Y ELECTRODOS

EQUIPOS

Los equipos pueden ser, equipo de soldar, equipo de corte, equipo de limpieza y equipo de protección.

Los equipos de soldadura de arco trabajan con energía eléctrica. Las máquinas que se emplean deben controlar esta fuerza y ser capaces de aumentar o disminuir la potencia según se requiera, siendo segura en su manejo.

Hay máquinas de corriente alterna CA, de corriente directa CD de corriente alterna y corriente directa CA y CD.

Las máquinas de C.A. son llamadas transformadores, transforman la corriente eléctrica, que tiene alto voltaje y bajo amperaje, a una corriente útil para soldar pero segura, tiene bajo voltaje y alto amperaje.

Las máquinas de C.D., son de dos tipos, generadores y rectificadores, una mueve armadura y la otra escobillas de carbón y conmutador.

Las máquinas de C.A. y C.D., son básicamente transformadores de C.A. a los cuales se agrega un rectificador, el cual al ser alimentado cambia la C.A. en C.D.

La corriente tiene un flujo y de acuerdo con éste, se tiene la polaridad, cuando el cable del electrodo se conecta a la terminal positiva de la máquina, se dice que se tiene una polaridad positiva y cuando el cable del electrodo se conecta a la terminal negativa la polaridad es negativa. En la industria estas polaridades se conocen como polaridad inversa y polaridad directa.

| <u>TERMINAL</u> | <u>POLARIDAD</u> | <u>SIGNO</u> |
|-----------------|------------------|--------------|
| Positiva | Inversa | (+) |
| Negativa | Directa | (-) |

Las máquinas que se emplean para soldar, deberán chequearse que se encuentren en buen estado para trabajar, revisando que tengan sus zapatas para que los cables no se encuentren amarrados con alambre a los bornes, los cables no estén "pelados", grapas de tierra y portaelectrodos estén en buenas condiciones para el trabajo, ya que si no es así ocasionan en general, saltos de corriente lo que provoca caídas de amperaje, el cual como se dijo anteriormente es el que nos proporciona el calor, evitando así que la fusión del electrodo y metal base no se lleve a cabo correctamente, además de causar porosidades y faltas de penetración.

ELECTRODOS

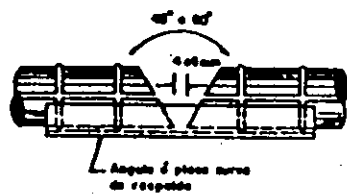
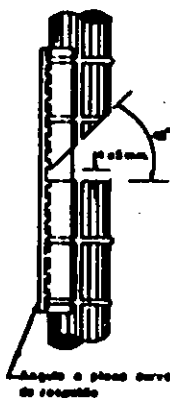
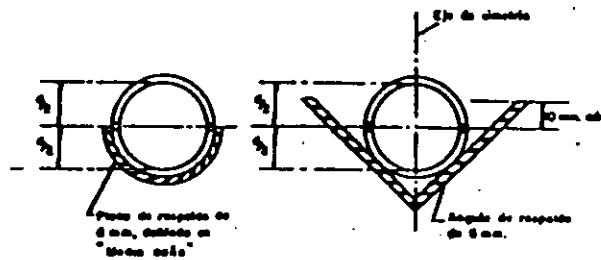
Los electrodos son lo que se conoce como material de aporte. Existe una variedad de ellos y de marcas, tienen diferentes características en cuanto a su composición del metal y revestimiento, desoxidante, nutriente, elimina impurezas, estabiliza y dirige las fuerzas del arco, creando además una atmósfera de protección.

Los revestimientos son de:

- 1.- Celulosa (pulpa de algodón o madera) para protección gaseosa
- 2.- Dióxido de Titanio o Rutilo, formadores de escoria.
- 3.- Ferromanganeso. Agente reductor o desoxidante.
- 4.- Asbesto Forza el arco y produce escoria.
- 5.- Silicato de Sodio. Liga los compuestos químicos.
- 6.- Silicato de Potasio. Liga los compuestos químicos.

La selección de los electrodos dependen de:

- a) Los Metales base a soldar.
- b) Las condiciones de trabajo a que será sometida la pieza.



Es importante seleccionar adecuadamente los electrodos, por que en los aceros a medida que aumenta el contenido de carbón aumenta la dificultad de soldar.

Los electrodos deben traer marcados una serie de números que indican su tipo. Estos números son generalmente 4, pero pueden ser 5, precedidos de una letra "E", por ejemplo E-10014, E-6010, E-7018.

La letra "E" indica que el electrodo o varilla es para soldadura de arco.

Los dos o tres primeros números, si se usan 4 ó 5 dígitos, indican la resistencia a la tensión de su metal, multiplicados por 1000 Lb/in².

El tercer número o dígito indica la posición en que se puede usar el electrodo.

- 1.- Todas las posiciones
- 2.- Posición plana y horizontal
- 3.- Posición plana

El cuarto número o dígito nos indica el tipo de revestimiento y corriente.

- 0 Celulosa sodíaca, polvo de hierro CD. PI.
- 8 Fluorita, cal, polvo de hierro potásico. CA. CD. PI.

APLICACIONES EN VARILLA, ESTRUCTURA METALICA Y TUBERIA

Las aplicaciones de soldadura en elementos como varilla, estructura metálica y tubería, puede efectuarse con soldaduras de filete o bien de penetración.

Como ya se indicó anteriormente los tipos de unión estarán indicados por el diseñador.

La aplicación en varilla es relativamente poca, ya que los elementos por soldar son las varillas del número 8 y mayores; esto debido a que las especificaciones indican que en este diámetro no se permite traslapar, la unión se hará con soldadura de penetración. Los tipos de unión son en "V", doble "V", bisel simple, doble bisel, como se muestra en las siguientes figuras:

PRUEBAS DESTRUCTIVAS Y NO DESTRUCTIVAS, FRECUENCIA DE MUESTREO

La revisión visual puede apreciar, en algunos casos, los defectos existentes tales como porosidades, socavados, quemaduras, falta de penetración, falta de fusión, pero la soldadura puede tener una buena vista o apariencia, sin embargo interiormente la soldadura puede tener defectos fuera de la tolerancia que permiten las normas respectivas, por lo cual se requiere hacer otro tipo de análisis ya sean pruebas destructivas o no destructivas y por medio rechazar o aceptar las soldaduras.

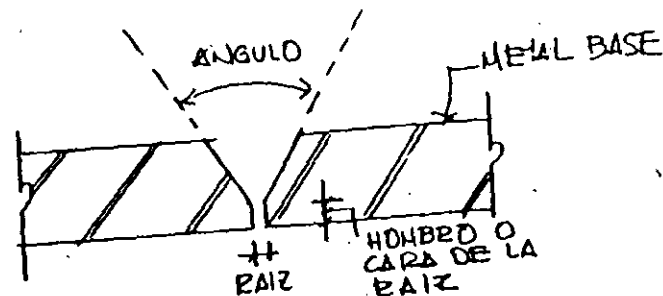
Las pruebas destructivas son las pruebas de tensión y de doblado, a las cuales se somete una muestra de los elementos soldados lo que en ocasiones no es práctico ya que equivale a causar daño a los elementos, sobre todo tratándose de estructuras, se hace una muestra representativa del tipo de unión y somete a las pruebas indicadas.

Otro método de pruebas, las no destructivas, de las cuales mencionaremos las siguientes:

Líquidos penetrantes, que son empleados para soldaduras de importancia, porque es una prueba que solo nos muestra defectos superficiales, aunque pueden emplearse en soldaduras de penetración, aplicándose cordón por cordón.

Partículas magnéticas es un método similar, usando partículas de hierro y magnetizando el medio o piezas, las partículas se acumulan en los defectos superficiales.

Ultrasonido, este procedimiento nos proporciona un análisis completo, ya que podemos conocer los defectos internos de la soldadura pero no obtenemos un registro o comprobación de la prueba, aclaraciones en cuanto exista duda de lo detectado en ella.

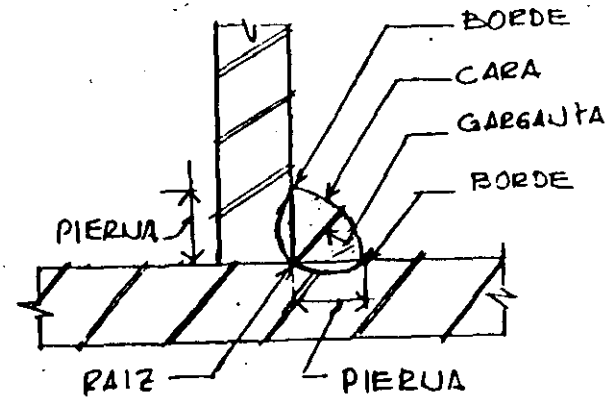
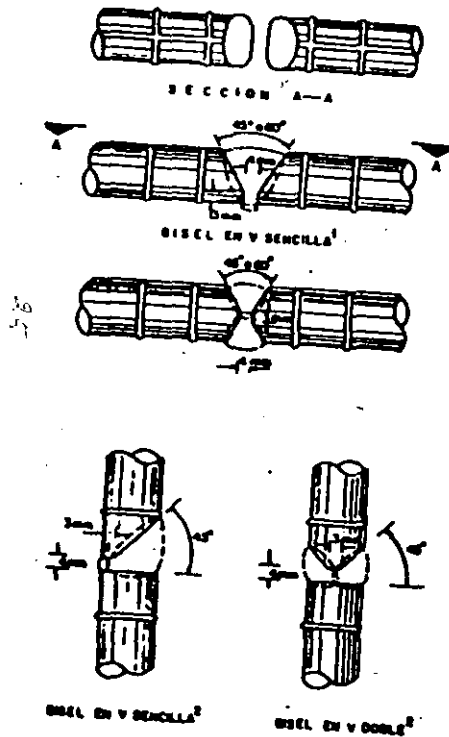


Los biseles deben ser terminados adecuadamente, con una superficie lisa que puede ser dada con esmeril o con un corte de 50° completo automático.

La abertura de raíz deberá ser de 3 mm. o 1/8", medida que se ha designado por especificación, la cual es ideal para una buena penetración. En la unión de tubería la soldadura es de penetración, con bisel en "V".

Las uniones en estructura pueden efectuarse con soldadura de filete o penetración, dependiendo de la importancia, según el diseñador, de los elementos por unir.

Cuando la soldadura es de filete, de acuerdo con las indicaciones del plano se revisará la pierna, que no es otra cosa que la superficie de la fusión, la garganta, la cara y la longitud. Estos elementos se muestran en la siguiente figura.



Si la aplicación de la soldadura es de penetración, los pasos a seguir son importantes pues es necesario que exista una preparación previa de las piezas por unir. Esta preparación será de acuerdo con lo que marque el plano, bisel, ángulo, abertura de raíz, el hombro o cara de la raíz, cuidando además que las piezas estén alineadas correctamente.

El método más empleado es el radiográfico, esta revisión puede efectuarse con rayos "X" o con rayos gamma. Los rayos gamma tienen la ventaja de su versatilidad por ser una cápsula muy pequeña de Iridio o Cobalto, en comparación de los bulbos de rayos-x pero su peligro es mayor por ser cápsula radioactiva. A diferencia de los otros métodos nos deja un registro para comprobar el resultado de las soldaduras revisadas.

El registro consiste en una película negativa velada por la exposición, esta película se coloca pegada a la soldadura por revólver, la fuente del otro lado del material.

En las soldaduras de filete se deberá revisar visualmente, - se no es recomendable el uso de radiografías, su apariencia, - socavados, concavidades, convexidades, quemaduras, toman en cuenta las tolerancias que marcan los Códigos.

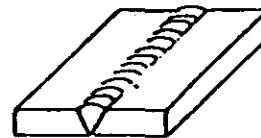
Por lo que se refiere a soldaduras de penetración se revisará además de su apariencia o vista, las porosidades, inclusiones, escoria, falta de fusión, falta de penetración, socavados, quebras, etc., al igual que en soldaduras de filete, estas fallas juzgarán de acuerdo a las tolerancias permitidas por el Código activo, dependiendo del elemento en el cual se haga la unión.

Para el control de calidad, se verificará la calidad del acero para cada grado y perfil utilizado en la fabricación de las estructuras metálicas, ensayando cuando menos 3 (tres) probetas - tensión y 3 (tres) a doblado, que representan 30 toneladas o más de producción. Además el supervisor solicitará a la planta, el certificado de calidad del acero, asegurándose que dicho certificado referente o ampare efectivamente el material usado.

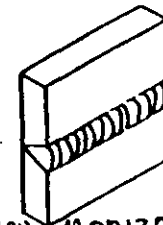
Las uniones soldadas principales de estructuras y varillas - armadas, se calificarán y aceptarán en base a radiografías que se tomen en planta y obra, de cuando menos el 5% de las uniones.

Antes de iniciar la ejecución de la soldadura, deberá verificarse que para ello las condiciones de trabajo son las adecuadas, mediante las siguientes actividades:

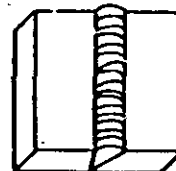
- a) Calificar a los soldadores para cada una de las posiciones y tipo de elementos que vayan a soldar.



POSICION PLANA



POSICION HORIZONTAL



POSICION VERTICAL



POSICION SOBRECABEZA

Verificar equipos de soldar

Comprobar equipo de limpieza del soldador

Aprobar la preparación de las áreas por soldar como son: la geometría requerida, biselés y limpieza, el uso de los electrodos indicados, tipos de cordón, alineamiento-correcto de las piezas y el precalentamiento en caso que sea indicado.

SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Los criterios actuales de diseño, se basan en la idea de que la estructura debe disipar el efecto de las acciones, especialmente las debidas a sismo, preferentemente por deformación, y no por resistencia. Esto es, se requiere que se desarrolle su suficiente ductilidad en la mayoría de los elementos y conexiones de la estructura, entendiéndose por ductilidad, la capacidad de un elemento o de un material de deformación en el rango inelástico.

Por lo anterior, las variables, costo, resistencia y ductilidad, son en general determinantes en la elección del sistema estructural a emplear, siendo en general tres, de acuerdo con el material de que se fabriquen: concreto, acero y mampostería, de los cuales normalmente se tiene bien identificada en nuestro medio, la mejor combinación de las variables mencionados para construcción de edificios típicos.

Se considera que la optimización del costo, resistencia y ductilidad de la estructura es tarea del proyectista, que debe consignar implícita y explícitamente en los planos estructurales, sin embargo el éxito o fracaso de una construcción desde su etapa constructiva como en su vida útil, depende en forma importante de la correcta ejecución del proyecto.

Por la respuesta que presentan cada uno de los diversos sistemas estructurales en edificación, no sería práctico seguir algunas recomendaciones generales para lograr una correcta ejecución del proyecto estructural, ya que por ejemplo, la resistencia y ductilidad en estructuras de concreto dependen de las cantidades, anclajes y distribución del refuerzo principal y de confinamiento en los elementos estructurales y en sus conexiones. Así en estructuras de acero aunque se sabe de la ductilidad natural de este material, debe cuidarse que éstas no anule por la ocurrencia de algún modo de falla frágil, como son fallas frágiles en soldadura de conexiones de elementos, concentraciones de esfuerzos residuales excesivos debido a defectos de fabricación, etc. La demanda de ductilidad en estructuras de mampostería, se satisface normalmente si se distribuye un número suficiente de dadas y castillos para confinar el material, ya que en general en estas estructuras se prevé una respuesta frágil, por lo que se diseñan para fuerzas sísmicas superiores a las que le corresponderían a otro tipo de estructuras.

IV.-MANEJO DE LA SUPERVISION

a) BITACORA

La bitácora es el documento legal que establece la relación contractual entre el contratante y el contratado dentro de la obra.

A continuación daremos un guión, el cual no pretende incluir todas las anotaciones que es necesario hacer durante la ejecución de una obra, únicamente enlista los eventos o actividades que resultan fundamentales y necesarios para efectos de seguimiento al proceso evolutivo o aclaraciones que pudieran suscitarse posteriormente.

NORMA: La bitácora deberá permanecer en la obra todo el tiempo que dure esta. *C. - Debe estar fechada*

- 1.- Se registrarán los nombres y firmas de las personas autorizadas que intervendrán en la ejecución de la obra.
- 2.- Deberán anotarse los datos básicos del lugar de la obra, por ejemplo: los servicios existentes, las características topográficas del terreno.
- 3.- Descripción de la obra a construir.
- 4.- Fecha de inicio de la obra.
- 5.- Registro de la entrega de planos al contratista.
- 6.- Verificación y aceptación del trazo, *receptado por el contratista*
- 7.- Registro de las profundidades de excavación, mediante croquis; dichos datos servirán de base para la formulación de números generadores.
- 8.- Se deberá anotar el destino del material producto de la excavación.
- 9.- Los ingresos de materiales a la obra.
- 10.- Autorizaciones de cambios o sustitución de varillas, en su caso.
- 11.- Autorizaciones de colados.

El requisito mínimo indispensable para la prórroga de un tiempo de ejecución, es que la obra, en el momento de la solicitud de la prórroga vaya de acuerdo con el programa planteado originalmente.

e) ESTIMACIONES.

La estimación es el documento mediante el cual, el contratado recibirá el pago correspondiente a los trabajos ejecutados. Existe una periodicidad, señalada en los contratos para la presentación y liquidación de este documento.

La estimación, en el caso de trabajos a base de precios unitarios, debe contener la descripción completa del concepto, el volumen -- ejecutado, y el precio unitario pactado.

Esta estimación deberá acompañarse de "números generadores", fotografías, resultados de pruebas de laboratorio, etc. En los "números generadores" se ubicarán todos los conceptos ejecutados y se auxillarán de dibujos que hagan más clara y comprensiva su -- presentación.

f) Sanciones.

Las sanciones son las penas convencionales, acordadas contractualmente, que fija el contratante ante el contratado, en función del incumplimiento de este último.

Las sanciones pueden ser económicas, por ejemplo, las referentes a plazos de ejecución mayores a los contractuales, e incluso puede sancionarse a una empresa constructora "que infringe la Ley de Obras Públicas, según la gravedad del acto u omisión de que fueren responsables" con la suspensión o cancelación del registro en el Padrón de contratistas de obras públicas.

Los servidores públicos que infrinjan la ley de obras públicas serán sancionados de acuerdo con lo señalado por la Ley Federal de responsabilidades de los servidores públicos.

ESTRUCTURAS METÁLICAS EN PLANTAS INDUSTRIALES

Marco A. Loza Garibay (I)
Luis Galindo Etizalde (I)
Napoleón Hernández Nieto (I)
Miguel Palma-Ramírez (I)

RESUMEN

Se presenta una serie de estructuras metálicas de empleo frecuente en las Plantas Industriales Petroleras de Refinación y Petroquímica, señalando las características principales de cada estructura -- acción y las necesidades que cubre dentro del proceso de una Planta Industrial dada, con el objeto de hacer resaltar la importancia -- que tiene el acero como material estructural en la Industria Petro -- lera.

.....

Descripción. -- La Ingeniería Estructural para Plantas Industriales, debe evolucionar a la par de las demás especialidades de la Ingeniería de Detalle, para poder llevar a cabo, de manera eficiente, los nuevos proyectos de la Ingeniería de Procesos que se requieren para el desarrollo de la Industria Petrolera de México.

Dentro de este contexto el acero es de vital importancia, dado que interviene en la solución de un gran número de necesidades a través de estructuras de cascarón o reticulares. Los recipientes, tanto -- verticales como horizontales, los hornos, los solaires, las tuberías, los tanques de almacenamiento y las cajas enfriadoras son -- ejemplos de estructuras tipo cascarón. Las estructuras de apoyo y servicio para equipos, los puentes para tuberías, los cobertizos, -- el armazón rigidizante en equipos y los bastidores modulares son -- algunos ejemplos de estructuras metálicas reticulares. Como se ve, prácticamente, no existe limitante para el empleo del acero en las Plantas Industriales, siendo las siguientes algunas de sus ventajas: Es de los materiales estructurales más versátiles, pudiendo -- adoptar cualquier forma en una pieza única o como un conjunto de -- elementos, incluso con partes fijas y móviles, según se requiera; -- tiene una gran resistencia por unidad de peso lo que implica que se obtengan cargas muertas menores; la fabricación sencilla, la fácil adaptación para la prefabricación y la rapidez de montaje permiten cortos tiempos de construcción; tiene gran facilidad para fines de ampliación de estructuras existentes, o bien para la reutilización de estructuras desmontadas. Por otro lado, el acero es de los materiales cuyas características elásticas siguen a la ley de Hooke hasta esfuerzos relativamente altos, tiene gran ductilidad, tenacidad y resistencia a la fatiga.

Las desventajas del acero, en general, son las siguientes: la mayoría de los aceros se corroen al estar expuestos al medio ambiente -- que existe en las plantas industriales, por lo que el costo de un --

(I) SIPPI, Instituto Mexicano del Petróleo

- 12.- Registro de las medidas de los rellenos necesarios.
- 13.- Solicitudes de pruebas a materiales.
- 14.- Indicciones sobre procedimientos.
- 15.- Solicitudes de pruebas de instalaciones antes de ser cubiertas.
- 16.- Diferencias entre el avance programado y el real.
- 17.- Todo trabajo extraordinario será necesario registrarlo, -- Indicando su autorización, así como los alcances del concepto.
- 18.- Deberán señalarse en la bitácora y en forma oportuna, los trabajos cuya calidad no corresponda a la señalada en las normas y especificaciones correspondientes.
- 19.- Deberá anotarse la terminación de la obra, una vez que esta esté completamente concluida.

b) CONTRATOS

En términos generales, el contrato es el documento legal que establece los deberes y obligaciones del contratante y del contratado.

Los contratos de obra pública contienen en su parte primera unas "Declaraciones", en las cuales el contratista manifiesta su conocimiento pleno de la Ley de Obras Públicas, su reglamento y las reglas generales para la contratación y ejecución de Obras Públicas, las normas de construcción vigentes, las especificaciones de la obra, el proyecto, programa de trabajo.

A continuación presente un clausulado en donde se define la obra --objeto del contrato--, su monto, el plazo de ejecución, sanciones, deducciones, anticipos, finanzas, programa de trabajo (que forma parte integrante del contrato) de los ajustes de precios --unitarios, de los trabajos extraordinarios, prórrogas, etc.

Los contratos de obra pública cubren generalmente todas las situaciones que se pudieran presentar en la realización de una obra, -- y se basan de la Ley de Obras Públicas y su reglamento.

c) ESPECIFICACIONES.

Todas las instituciones ó dependencias, ya sean públicas o privadas cuentan, generalmente, con sus propias especificaciones. Estas especificaciones están pensadas para cubrir toda la gama de -- construcciones que puedan realizar esas Instituciones; por lo que ocasionalmente resultan de difícil aplicación ó incompatibles con una obra particular.

Es por esto que resulta necesario que las obras tengan especificaciones particulares o complementarias, propias de cada obra, -- del lugar de trabajo, de la época, de las circunstancias etc.

d) TIEMPOS DE EJECUCION

Los tiempos de ejecución o plazos para la realización de los trabajos se encuentran definidos en los contratos. Estos tiempos pueden modificarse, generalmente hacia plazos mayores y esta posibilidad está enmarcada por la Ley de Obras Públicas y su reglamento.

mantenimiento adecuado es alto; aún cuando es incombustible, la resistencia del acero estructural se reduce notablemente a altas temperaturas, por lo tanto, las estructuras deben estar protegidas para el caso de incendios; la alta resistencia por unidad de peso del acero permite obtener miembros muy esbeltos que son altamente susceptibles a pandearse bajo compresión, obligando al uso de material adicional para refuerzo y contraenteo.

Las estructuras metálicas que se presentan en esta ponencia, se emplean regularmente en las plantas petroleras, de refinación y petroquímicas, con objeto de brindar apoyo y/o servicio a los equipos y a las tuberías que intervienen en el proceso de las plantas y forman la parte fundamental de las actividades que se desarrollan en el departamento de Ingeniería Civil-Acero, dependiente de la Subdirección de Ingeniería de Proyectos de Plantas Industriales, dichas actividades están compuestas por las etapas de análisis, diseño, emisión de dibujos de detalle, apoyo técnico durante el proceso constructivo y evaluación estructural para rehabilitación. A grandes rasgos podemos clasificar dichas estructuraciones, que básicamente son de tipo reticular, de la forma siguiente:

- Plataformas y escaleras en recipientes (verticales y horizontales)
- Plataformas y escaleras para operación de válvulas.
- Estructuras para operación de monitores contra incendio.
- Apoyos especiales para tuberías.
- Cobertizos de servicios.
- Estructuras para extracción de haz de tubos.
- Estructuras de apoyo y servicio de equipo (rehervidores, soloaires, etc.).
- Edificio de cambiadores de calor.
- Soportería de tuberías.
- Estructuras de servicio en casa de compresoras.
- Cajas enfriadoras.
- Soportería de ductos eléctricos e instrumentación.
- Bastidores metálicos para paquetes modulares.
- Estructuras híbridas.

Cabe señalar que las estructuras metálicas enunciadas brindan el mencionado apoyo y/o servicio a otro tipo de estructuras metálicas que forman parte integrante del equipo, tales como las armazones existentes en los hornos o en los soloaires, las grúas viajeras, etc., o a los recipientes que forman el grupo de las estructuras de cascarón.

A continuación se da una breve descripción de las necesidades que se cubren con cada una de las actividades referidas.

Plataformas y escaleras de servicio para recipientes. - Para cumplir con las necesidades de operación, inspección y mantenimiento, se brinda acceso a determinados niveles de los recipientes por medio de escaleras y plataformas, la geometría de las cuales depende del tipo de recipiente que puede ser vertical, horizontal o atmosférico, es usual que el piso sea de rejilla metálica, sin embargo, en casos especiales se usa placa antiderrapante.

En recipientes verticales se requieren una o más plataformas a lo largo del mismo y una superior, las primeras dan acceso a registros, instrumentos de medición, válvulas, etc., son de forma circular y están apoyadas por medio de ménsulas radiales conectadas al recipiente por medio de grapas de sujeción. La plataforma superior sirve para operar las válvulas de las tuberías situadas en la parte superior del recipiente y el pescante o el polipasto, es de geometría rectangular, está apoyada en la cabeza del recipiente por medio de grapas. En general, el acceso a las plataformas se hace por medio de escaleras tipo marinas, excepto en recipientes de grandes dimensiones donde se usan escaleras de alfarda o elevadores (Fig. 1).

En recipientes horizontales, en general, se requiere una sola plataforma de geometría rectangular, con uno o varios huecos para la salida de las boquillas, está apoyada directamente en el equipo o en el soporte del mismo (Fig. 3).

Para recipientes atmosféricos, es común que solo se proporcione una escalera de acceso y barandales en la tapa superior, debido a que esta tiene poca pendiente. La escalera es de tipo marina para recipientes de dimensiones pequeñas y de tipo alfarda helicoidal cuando la altura es mayor de 4.0 mts. y el servicio es frecuente (Fig. 2).

Escaleras de alfarda para servicio de torres. - Actualmente las plantas de Refinación y Petroquímica se están diseñando para tener mayor capacidad de producción, esto ocasiona que los recipientes tengan que ser de mayor diámetro y altura; a su vez, las necesidades de operación y mantenimiento requieren de un fácil y rápido acceso a las plataformas para lo cual la solución con escaleras marinas no resulta funcional y deben usarse escaleras de alfarda o, en casos especiales, elevadores (Fig. 1).

La estructuración de estas escaleras de alfarda consiste de un marco contraventeado con diagonales en el sentido longitudinal, y en el sentido transversal tiene traveses de liga y contraventeos conectados al recipiente mediante grapas de sujeción, la escalera se desarrolla envolviendo al marco apoyándose en traveses tipo voladizo o en las traveses de liga. Las condiciones de análisis para diseño son: carga muerta, carga viva, sismo y deformación por temperatura bajo operación del recipiente.

Plataformas y escaleras para operación de válvulas. - Se localizan

En general, en el límite de baterías, que es el sitio donde se integran las tuberías de una planta en particular a la red de la refinería y constan de un pasillo con el cual se tiene acceso para operación de las válvulas. La estructura de la plataforma puede apoyarse en la soportería de concreto o acero, o desplantarse desde nivel de piso. Para su acceso se coloca una escalera tipo marina.

Estructura para operación de monitores contra incendio. - Consta básicamente de una plataforma con piso de rejilla metálica de 2.0 M² en la cual se localiza el monitor contra incendio, dicha plataforma tiene una elevación tal que permite cubrir el área de aspersión adecuadamente, y puede estar apoyada en la estructura de la soportería de tuberías, o bien desplantarse a piso; se utiliza una escalera tipo marina para su acceso.

Soportería para tuberías. - En las Plantas Industriales, se utiliza una soportería principal para apoyar las diferentes líneas de tuberías a través de la planta. La estructura consta de marcos en dos direcciones: el marco transversal, en general, es de un claro de 6 a 10 mts. y, dado que es el que soporta las tuberías, tiene las secciones más grandes que los marcos longitudinales que constan de los claros necesarios para cubrir todo el desarrollo de las líneas y sus traveses son solo de liga. Es común que tenga dos camas para apoyo de las tuberías y de los ductos eléctricos e instrumentación, además sirve para desplantar estructuras de apoyo y servicio como son las plataformas de operación de válvulas, el apoyo de enfriadores con aire, el apoyo de tuberías en curvas de expansión, la línea de transfer, las líneas de desfogue, etc.

Esta soportería solía ser de acero, sin embargo, en las plantas petroleras el medio ambiente es muy corrosivo, lo cual hace que el costo de mantenimiento de la estructura sea alto y se ha decidido que se construyan de concreto quedando como estructuras de acero las anunciadas como de apoyo y servicio.

Apoyos especiales de tuberías. - Cuando las líneas salen de la soportería para tuberías, en general para conectarse a algún equipo, recorren longitudes en las que no son autosoportables, por lo que se les debe brindar apoyo con una estructura especial que puede ser un marco aislado, una T, una L invertida o combinaciones de ellas; estos apoyos pueden desplantarse en una estructura de concreto, de acero o a M.P.T. En general las cargas de diseño para estas estructuras se obtienen de un análisis de flexibilidad de las tuberías.

Bobertizos de servicios. - Estas estructuras satisfacen la necesidad de proteger del medio ambiente a determinados equipos o a zonas con alta concentración de personal trabajando. Consisten de dos o más marcos en los cuales se apoyan los largueros quienes reciben a la lámina del techo y de los muros, el trabajo básico de los marcos es en el plano, por lo que deberán contraventarse transversalmente. Otras necesidades que se satisfacen son las de poder mover grandes cargas mediante una Grúa Viajera, o el apoyo de equipos y tuberías, etc. (Fig. 4)

Estructura para extracción de haz de tubos. - Esta estructura es una

armadura que se usa frente a los cambiadores de calor (equipos con haz de tubos interno) con objeto de servir de apoyo en la extracción del haz durante la maniobra de mantenimiento. Cuando existen varios cambiadores de calor alineados, se usa una estructura móvil que les da servicio a todos los equipos (Fig. 9).

Estructura de apoyo y servicio para enfriadores de aire. - El agua es un medio de enfriamiento para fluidos en procesos de las Plantas Industriales, sin embargo, la escasez de la misma, el temor de contaminaciones térmicas y la economía de los nuevos enfriadores con aire, le han dado importancia a éstos últimos. Para garantizar la circulación del aire, los enfriadores deben colocarse en sitios abiertos; siendo habitual localizarlos sobre la soportería de tuberías, ya que se cumple con este requisito y además no se obstruye área útil. La estructura de acero cumple con la función de apoyar al enfriador pero a su vez se desplanta en la soportería de tuberías formándose una estructura híbrida si ésta es de concreto. Consta de marcos ortogonales, con los cuales es posible formar una planta estructural de piso de rejilla metálica para dar los pasillos necesarios de servicio; para acceso se coloca una o varias escaleras tipo marinas.

Estructura de apoyo para rehervidores. - En los recipientes donde se requiere separar los fluidos ligeros de los pesados, se coloca un rehervidor que, dependiendo de su tamaño puede apoyarse en el propio recipiente o bien requerir estructura especial de apoyo. -- Dicha estructura de apoyo y servicio puede ser para uno o varios rehervidores, está formada por marcos ortogonales, con varios niveles de plataformas para operación y mantenimiento, ya que el equipo en general, es vertical. Para acceso se emplean escaleras marinas cuando el equipo es pequeño, y en caso contrario se usan escaleras de alfarda. Normalmente se tienen pasillos de interconexión entre la estructura del rehervidor y las plataformas de las torres a las que da servicio dicho equipo.

Edificio de cambiadores de calor. - Este edificio es de las estructuras que satisfacen más necesidades, como son: de apoyo para equipos y tuberías, de servicio, operación y mantenimiento a equipos, válvulas e instrumentos, etc., y al cumplir con cada una de ellas, se forma su estructuración como se verá a grandes rasgos.

Por requisitos del proceso los equipos se localizan a cierta elevación, lo cual determina el rango de los niveles de las plantas estructurales de apoyo, para fijar mejor estos niveles se toman en cuenta las necesidades de servicio de los equipos. Para localizar las columnas se pide que los equipos se agrupen dejando huecos a cada 6.0 a 7.0 mts. para evitar que las traveses tengan un gran peralte. Respecto a la planta estructural, las necesidades de apoyo de las silletas de los equipos nos indican la localización de las primeras traveses (Fig. 5 y 6).

Cuando se analiza el apoyo del equipo por fuerza horizontal (sismo o extracción de haces), se obtiene un momento torsionante en la trabe del apoyo fijo; dado que, en general, se estructura con traveses de sección abierta que tienen poca capacidad para absorber tor

sión, es necesario proporcionar traveses perpendiculares que reciban el momento torsionante, como flexión. Asimismo se colocan contraventeos para formar una armadura que lleve el cortante provocado por la fuerza lateral hacia los marcos principales (Fig. 7).

Las necesidades de servicio se traducen en pasillos alrededor de los equipos para permitir el acceso a los instrumentos y accesorios de los mismos y también son necesarios para una buena circulación en el edificio. Las traveses proporcionadas para cubrir este aspecto buscan subdividir la planta estructural en cuadros de 1.0 a 1.25 mts. por lado con objeto de que la rejilla trabaje adecuadamente y se tenga una cierta rigidez en la planta, dicha rigidez se aumenta colocando contraventeos horizontales (Fig. 8).

En edificios de cambiadores de calor es necesario dar áreas para mantenimiento del haz de tubos o bien para bajarlo a piso, esto implica la necesidad de una grúa viajera, lo cual nos obliga a proporcionar un claro más al edificio. Para estructurar esta sección existen varias alternativas: la primera consiste en brindar pasillos alrededor de un hueco por el cual se bajará el haz hasta el piso, una segunda opción estriba en cubrir el hueco con una especie de puerta abatible, lo cual permite tener una planta de rejilla sin huecos y la posibilidad de abrirla para tener el hueco de mantenimiento para mover el haz de tubos (Fig. 9 y 10); además, en la maniobra de mantenimiento se requiere que se proporcionen armaduras para la extracción horizontal del haz de tubos (Fig. 12). Los bancos de apoyo se colocarán cuando exista diferencia entre la elevación de la planta estructural y el paño inferior de la silleta del equipo.

Finalmente, las necesidades de acceso se satisfacen con una escalera de alfardas (Fig. 11) y los requisitos de apoyo de tuberías se cubren con estructuraciones especiales que pueden estar en las plantas estructurales o fuera de ellas en elevación y planta (Fig. 13).

El último requisito es de estabilidad y rigidez para lo cual se colocan anillos de traveses cuando la relación de esbeltez de las columnas es grande, y contraventeos para reducir los desplazamientos bajo cargas laterales (Fig. 14).

Las condiciones de análisis para diseño de la estructura son: carga muerta, carga viva, carga de operación en mantenimiento, descarga máxima de la trabe carril, sismo y, cuando aplique, viento.

Servicios en casa de compresoras. - Actualmente la estructura de la casa de compresoras es de concreto en lo que se refiere a los marcos, losa del Mezzanine, el techo y las cimentaciones; sin embargo, se aprovecha la versatilidad del acero para proporcionar accesorios tales como: escaleras de acceso, piso de rejilla en los huecos de losa del mezzanine, faldones, persianas, tragaluz, apoyos especiales para tuberías y equipos pequeños y principalmente, la trabe-carril para apoyo de la grúa viajera (Fig. 15).

Apoyos Especiales para ductos eléctricos y de instrumentación. - La trayectoria de los ductos mencionados puede ser subterránea o aérea en el segundo caso los cables se alojan en una charola de aluminio

que solo es autoportable en 1.0 a 1.5 mts., por lo que se le debe proporcionar elementos de apoyo cuando la distancia entre los marcos de soporte es mayor. Con la separación mencionada se localizan miembros en una planta estructural que puede estar apoyada en marcos aislados, T's o L invertidas o bien estar desplantada en la soportería de tuberías (Fig. 16).

Cajas enfriadoras. - Este es otro equipo que sirve para cambiarle la temperatura a un líquido en un proceso dado, los requisitos que cubre son los de apoyo al serpentín de tuberías y la contención del agua necesaria para el cambio de temperatura, con la primera necesidad se cumple proporcionando un bastidor de apoyo, formado por ángulos (L) con conexiones apertadas para permitir el mantenimiento al serpentín. La contención se hace por medio de paredes de placa, la cual se rigidiza con postes y largueros, en general, de sección I.P.R. y ángulos respectivamente; para garantizar la impermeabilidad, en el fondo también se coloca placa, algunos accesorios en la caja enfriadora son: el vertedor, pasillos y escaleras de acceso, registros de entrada, etc.

Bastidor metálico para paquetes modulares. - Esta solución se ha usado básicamente en estos casos: Cuando varios equipos pequeños forman un paquete, se montan en un bastidor para transporte y facilidad de integración a la planta. Otro caso se tiene cuando la planta es de tamaño semi-industrial, entonces es posible montar la mayoría de los equipos en bastidores para posteriormente interconectarlos en el sitio de la obra, con el consiguiente ahorro de tiempo en la construcción. En los dos casos anteriores una condición crítica de diseño es la indeformabilidad del bastidor durante el transporte y montaje (Fig. 19, 20 y 21).

Edificios híbridos. - En la actualidad es normal tener que dar apoyo a equipos de grandes dimensiones y grandes pesos; cuando dicho apoyo no se hace directamente a la cimentación es necesaria una estructura de soporte; si es de acero dicha estructura se tienen problemas de desplazamiento cuando el equipo entra en operación, evitar esto implica el uso de secciones muy peraltadas o marcos muy contraventeados; por otro lado, como la estructura se protege contra fuego forrándola con concreto quedan de hecho secciones de concreto armado; motivos por los cuales se ha decidido hacer edificios híbridos teniendo del nivel de piso al nivel de apoyo del equipo una estructura de concreto que es más rígida y a partir de esta elevación una estructura de acero que contemple las plataformas de servicio del apoyo de equipos pequeños, tuberías, la trabe-carril, etc. en la estructura de concreto el piso de rejilla en los huecos de la losa, las escaleras de acceso, los barandales y los apoyos especiales para tuberías también son de acero (Fig. 17).

Otra necesidad especial se ha presentado cuando la zona de mantenimiento se tiene fuera del edificio por lo que se requiere que la trabe-carril quede en voladizo, obligando esto a colocar armaduras que restrinjan las deformaciones en el punto más alejado de dicho volado (Fig. 18).

Conclusión. - Como se ha visto, a pesar de los factores adversos --

que tiene el acero en las Plantas Petroleras como son: el medio ambiente altamente corrosivo y el gran riesgo de incendio, su empleo como material estructural aún no tiene sustituto, por el contrario los nuevos proyectos requieren de equipos y tuberías cada vez más grandes, por lo que las estructuras de apoyo y servicios son más elaboradas; dando por resultado que la industria petrolera necesita una gran cantidad de acero en el desarrollo de su infraestructura, esto motiva que la tendencia de la Ingeniería esté enfocada hacia la solución o minimización de las desventajas del acero a través de aleaciones resistentes a medios o efectos determinados, mejores materiales y procedimientos para protección anticorrosiva, programas adecuados de mantenimiento y rehabilitación, etc., así como la racionalización de los métodos de análisis y diseño y la actualización de los manuales que lo gobiernan.

35

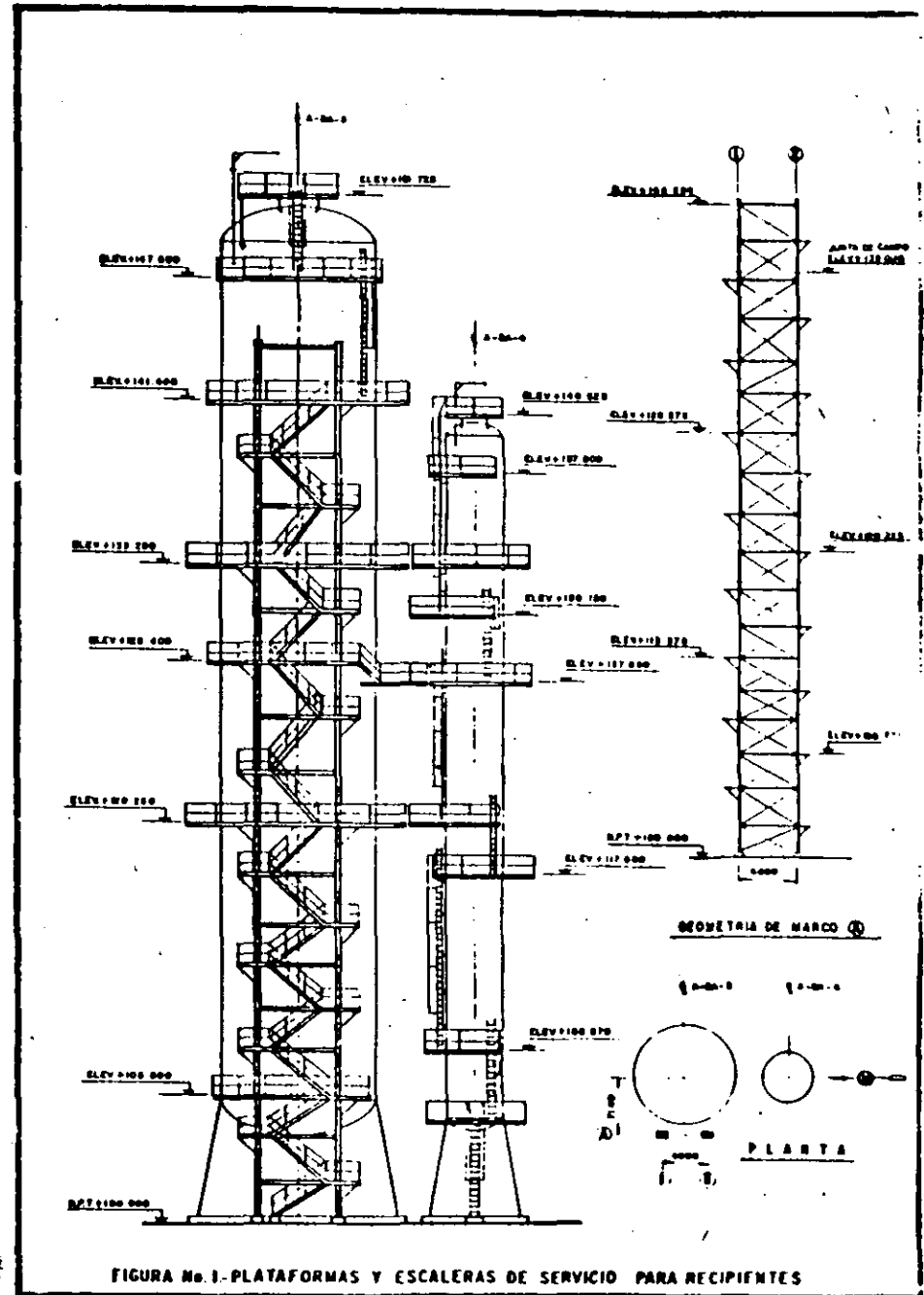


FIGURA No. 1.-PLATAFORMAS Y ESCALERAS DE SERVICIO PARA RECIPIENTES

10

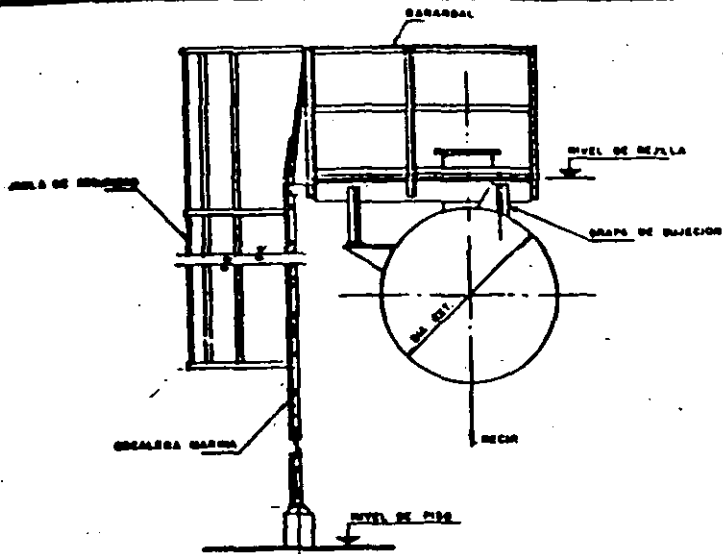


FIGURA N° 3- PLATAFORMA EN EQUIPO HORIZONTAL

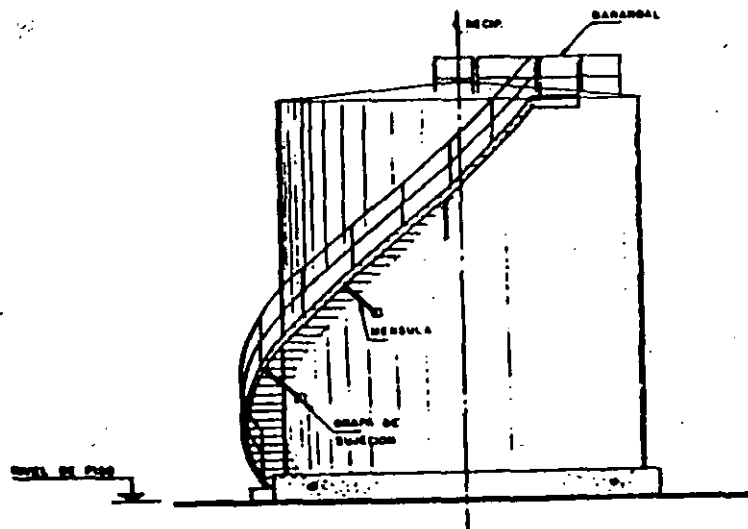


FIGURA N° 2- ESCALERA HELICOIDAL Y BARRANDES PARA RECIPIENTE ATMOSFERICO

11

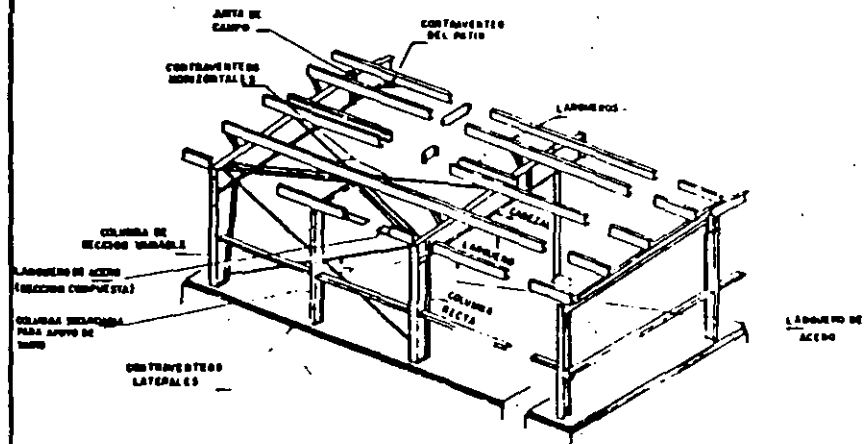
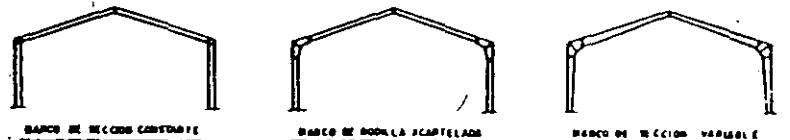
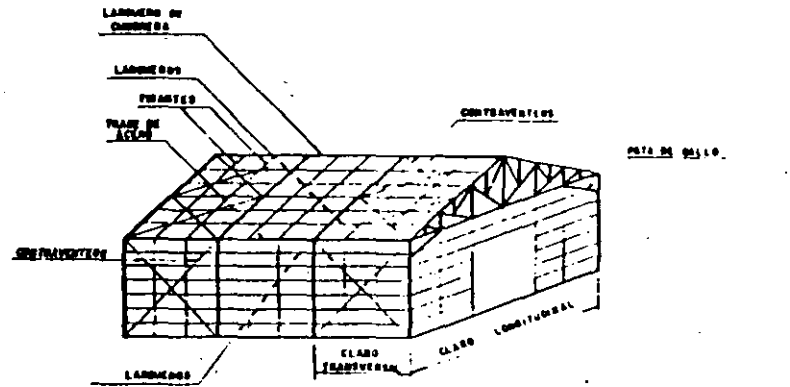


FIGURA No. 4. COBERTIZOS DE SERVICIOS

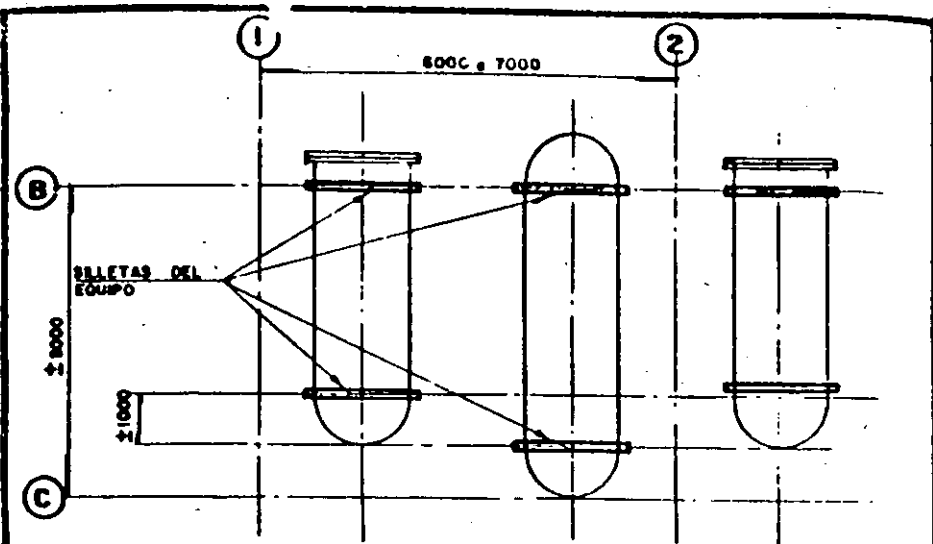


FIGURA N° 5 - LOCALIZACION DEL EQUIPO

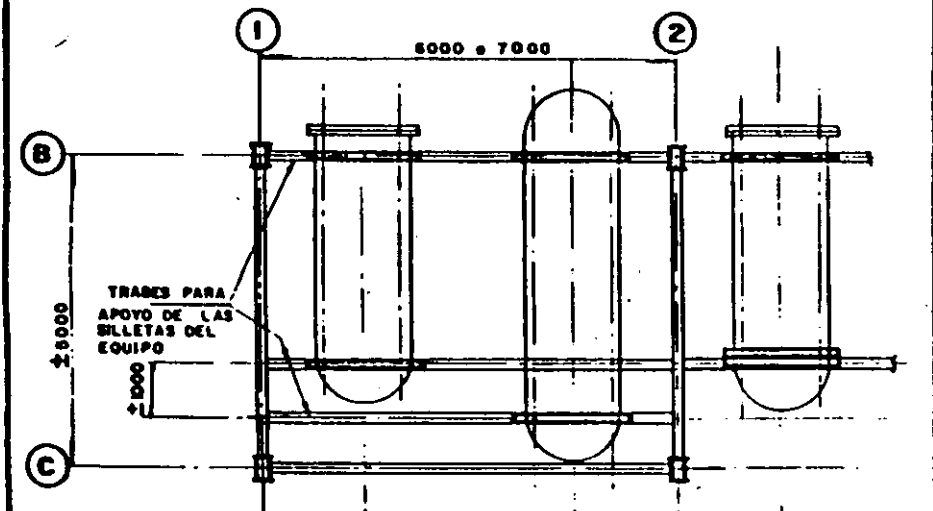


FIGURA N° 6 - NECESIDADES DE APOYO

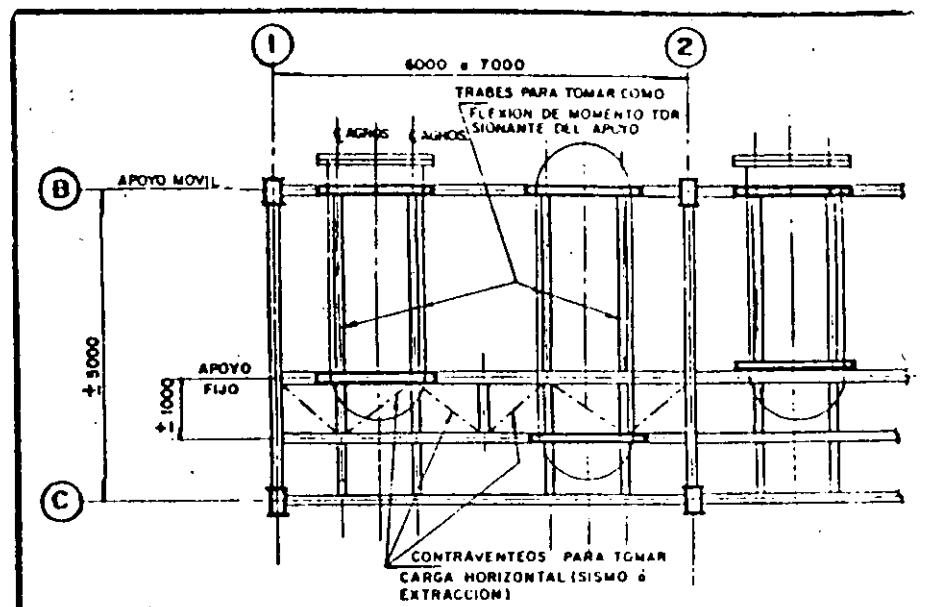


FIGURA N° 7 - NECESIDADES DE APOYO

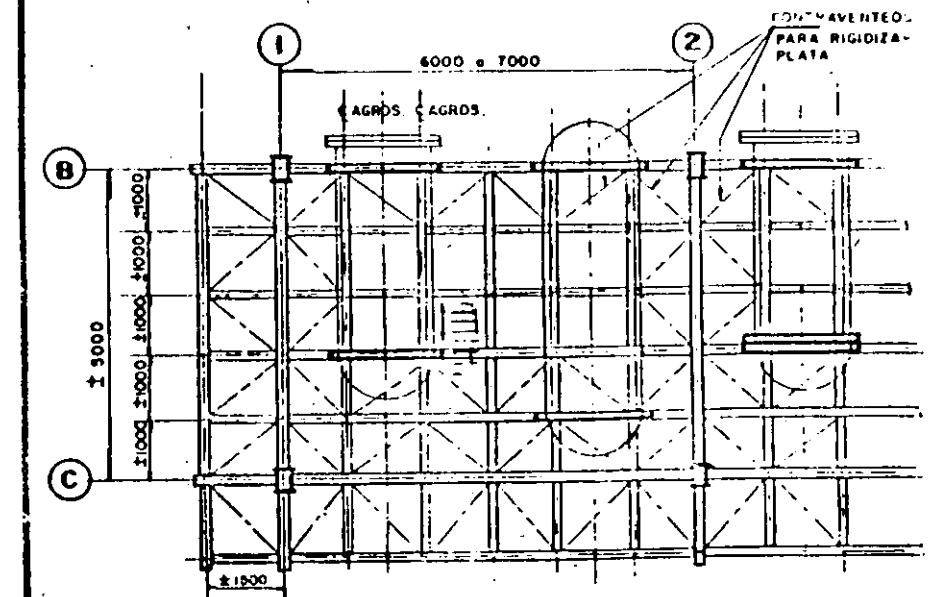


FIGURA N° 8 - NECESIDADES DE SERVICIO

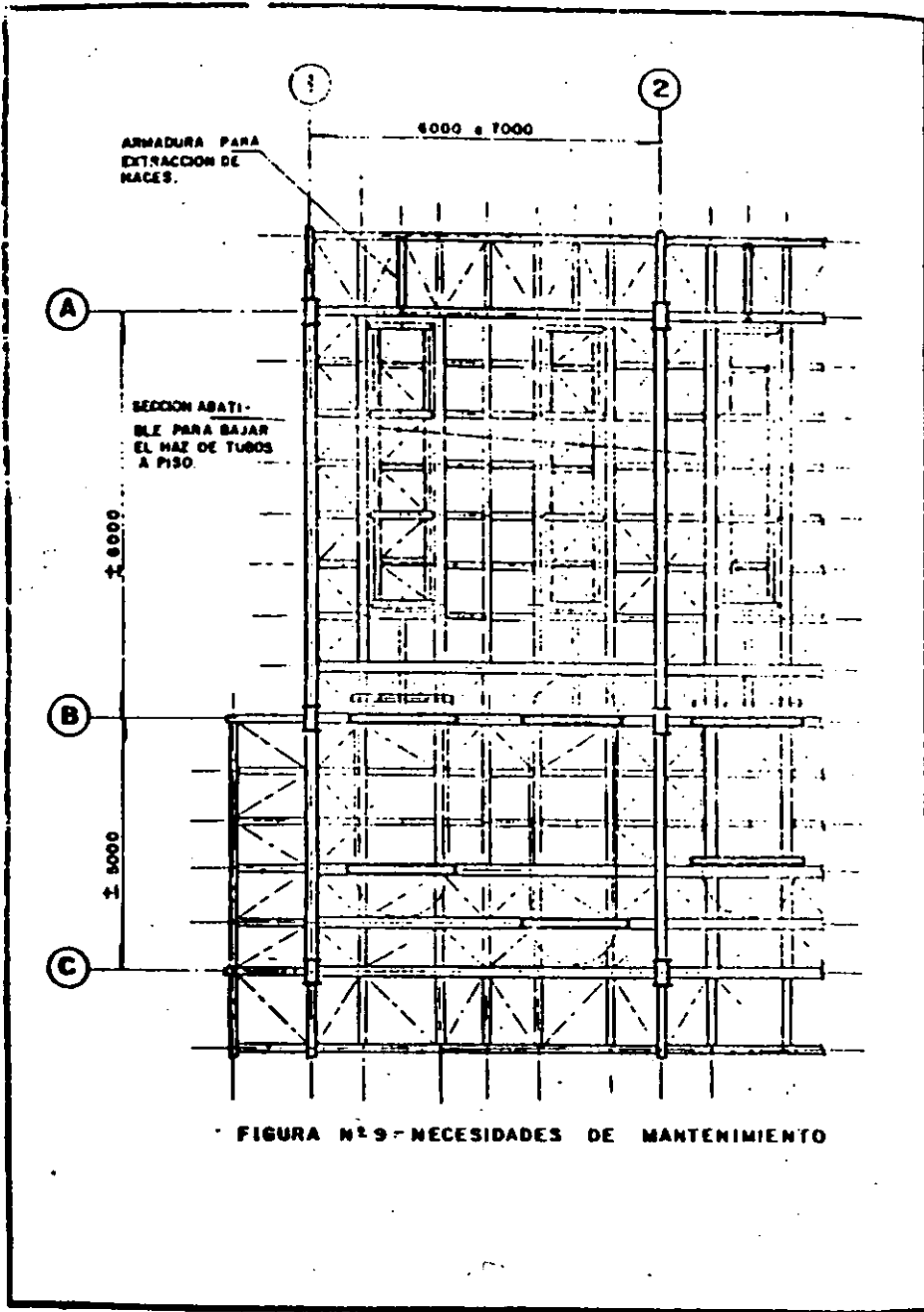


FIGURA N° 9 - NECESIDADES DE MANTENIMIENTO

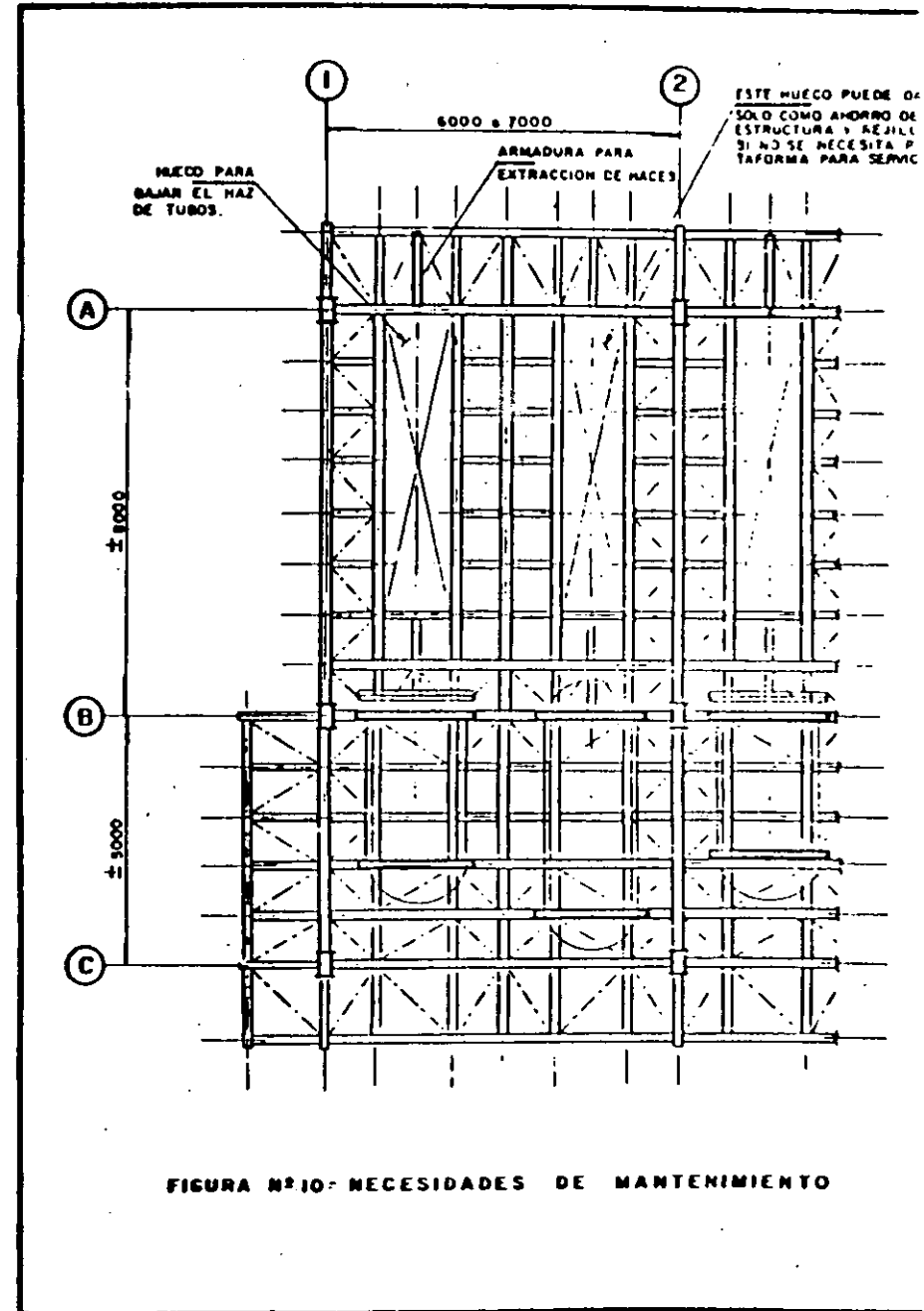
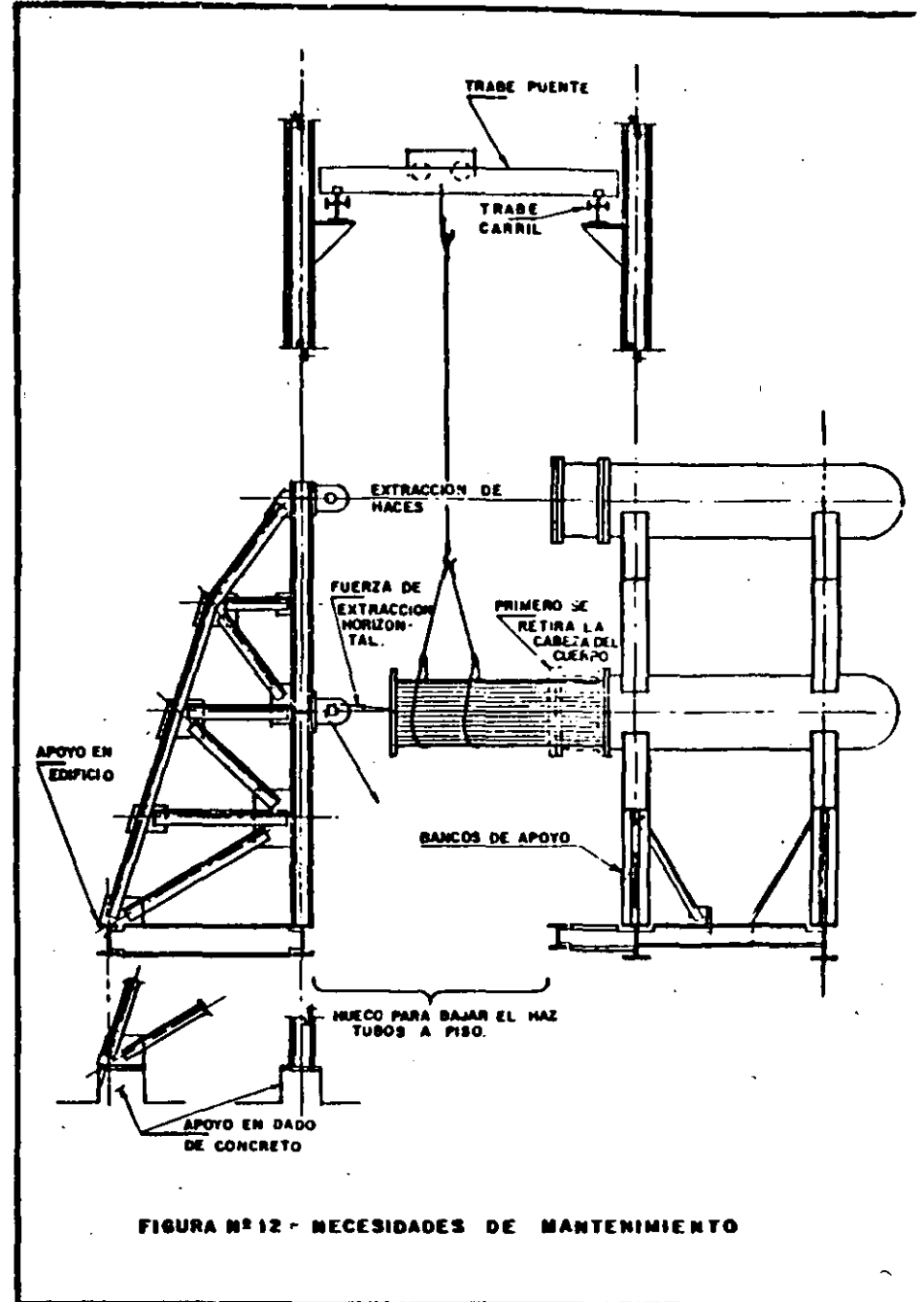
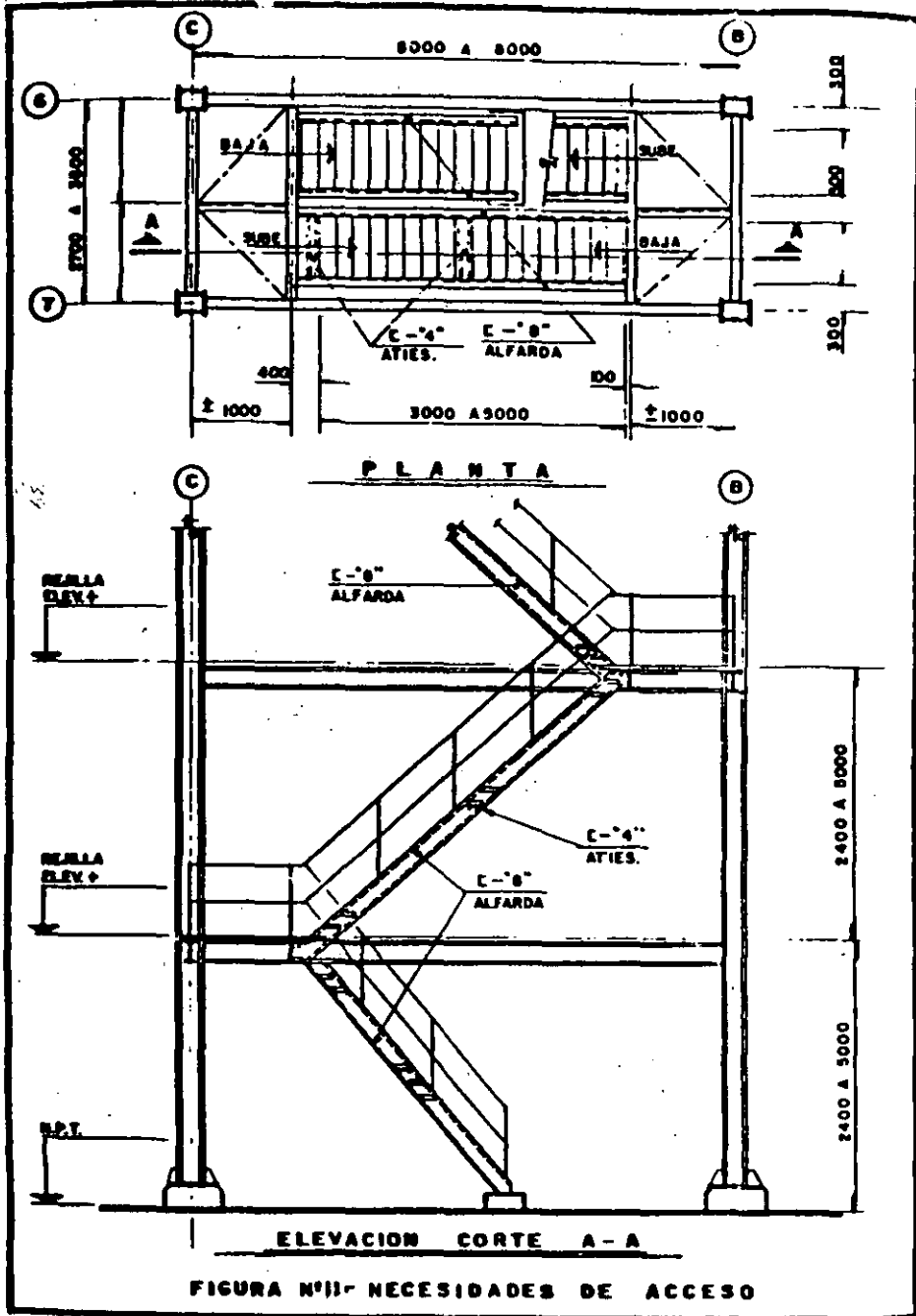


FIGURA N° 10 - NECESIDADES DE MANTENIMIENTO



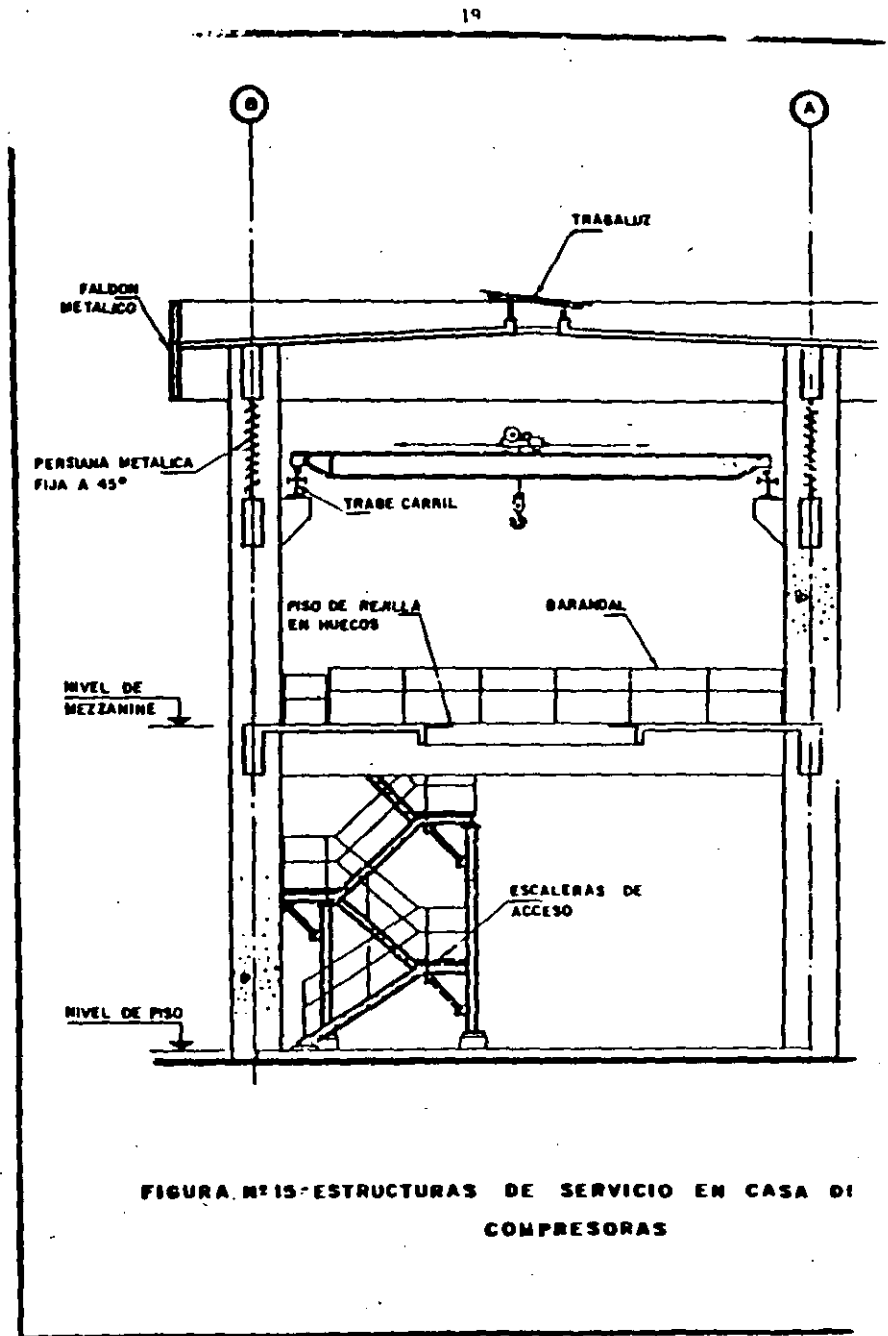
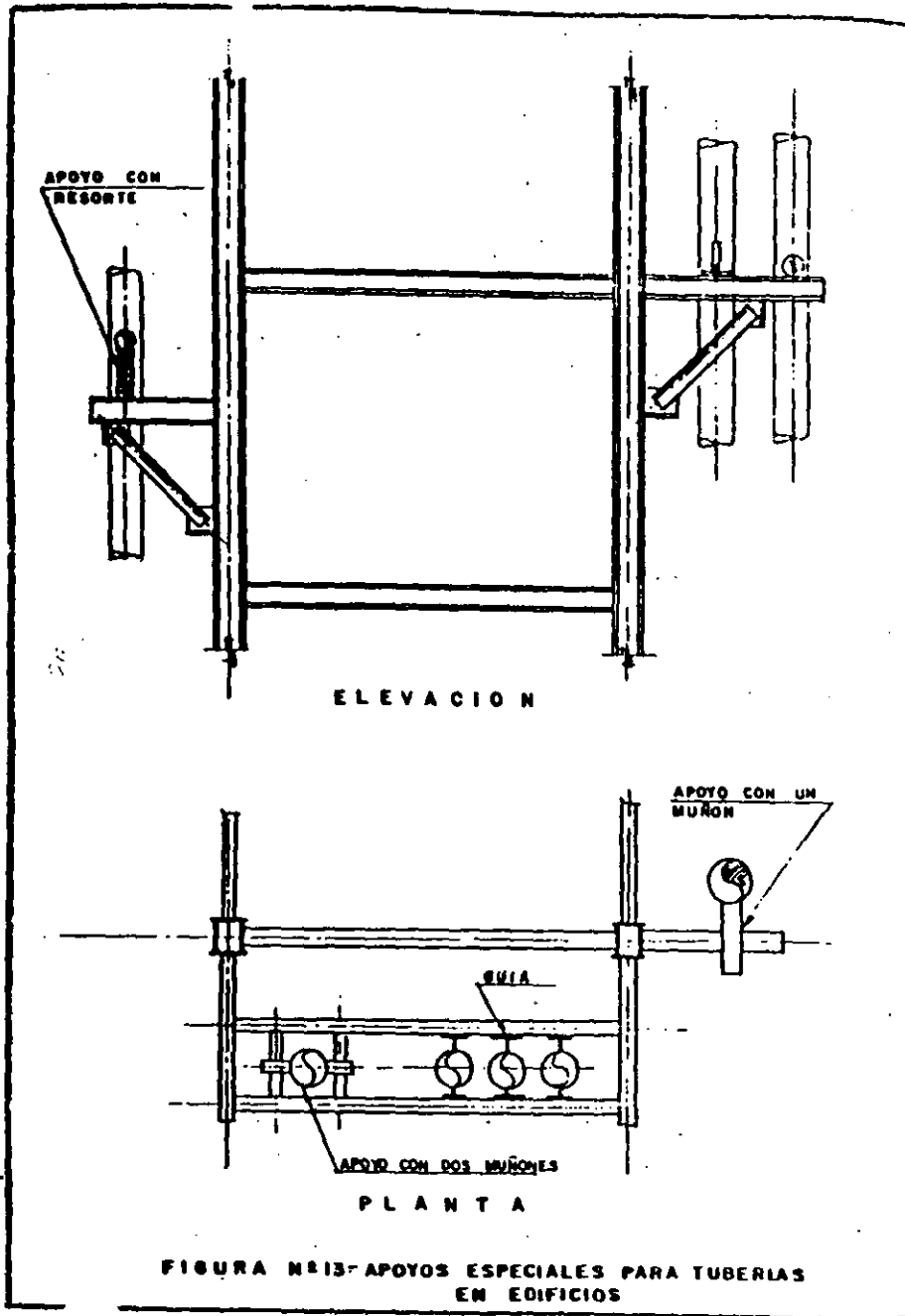
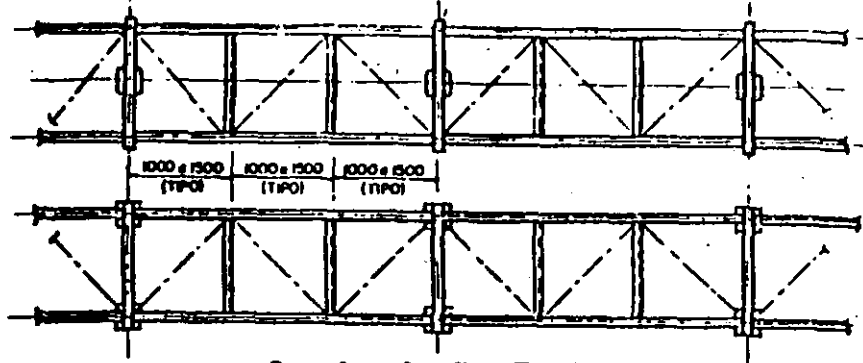
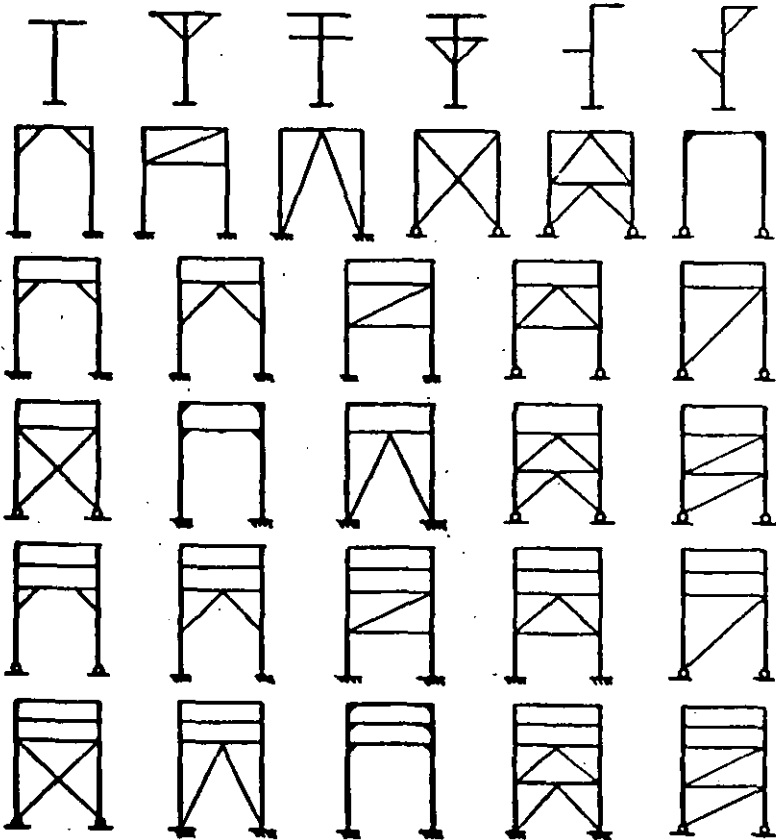


FIGURA N°16 - APOYOS PARA DUCTOS ELECTRICOS



P L A N T A S



E L E V A C I O N E S

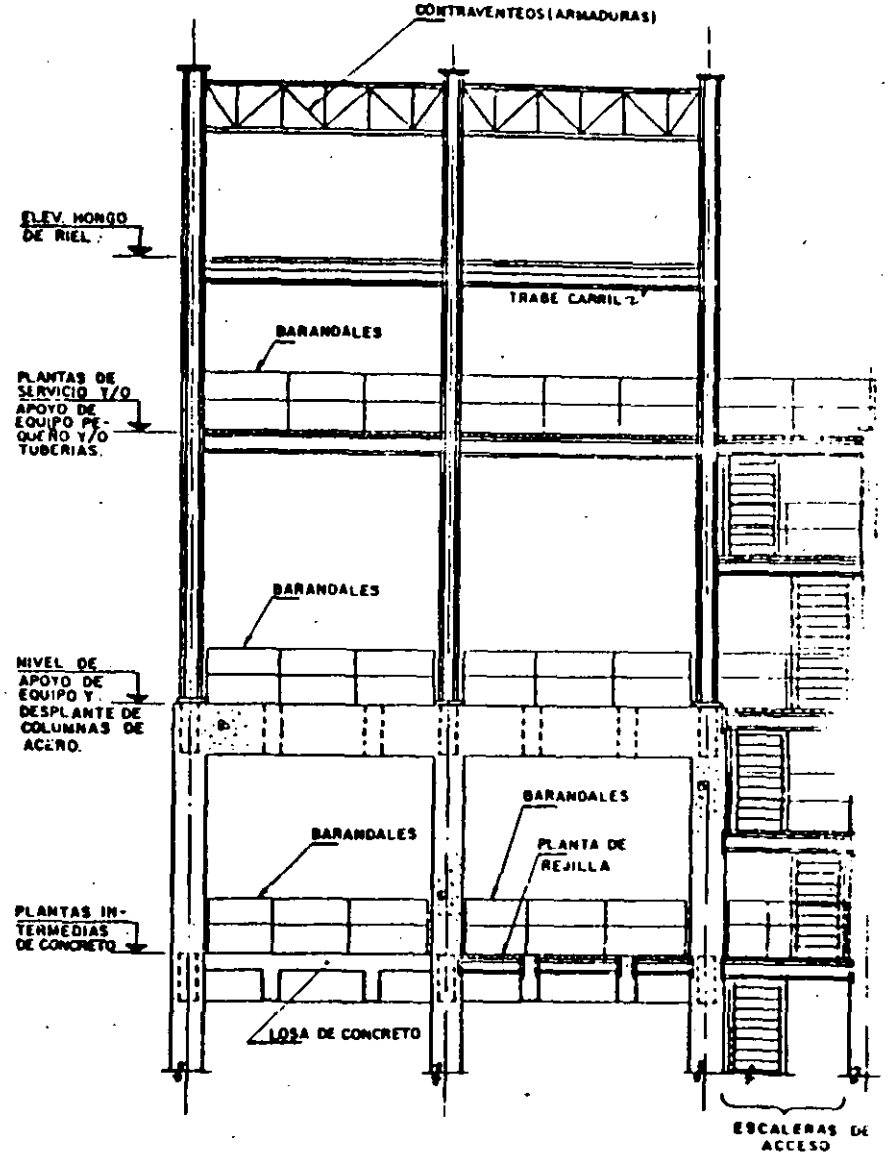
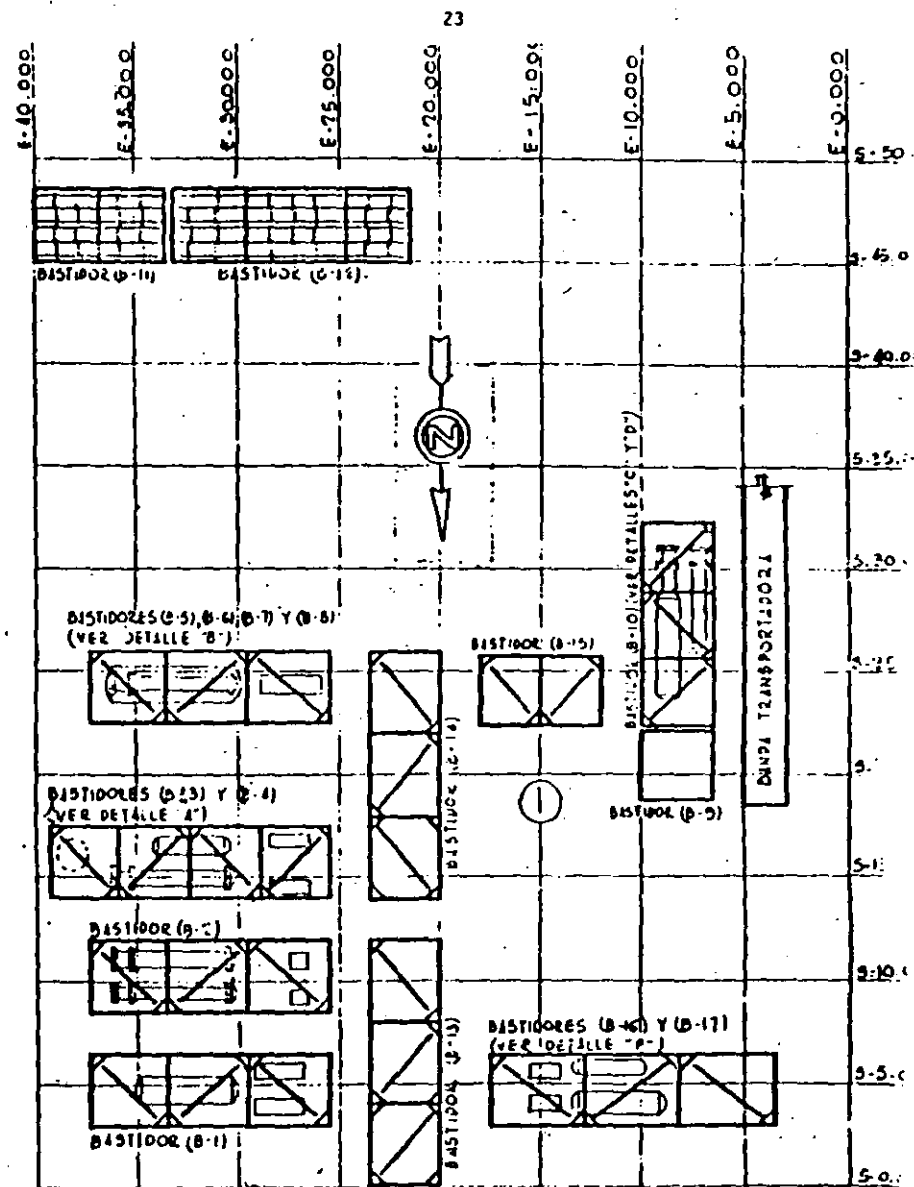
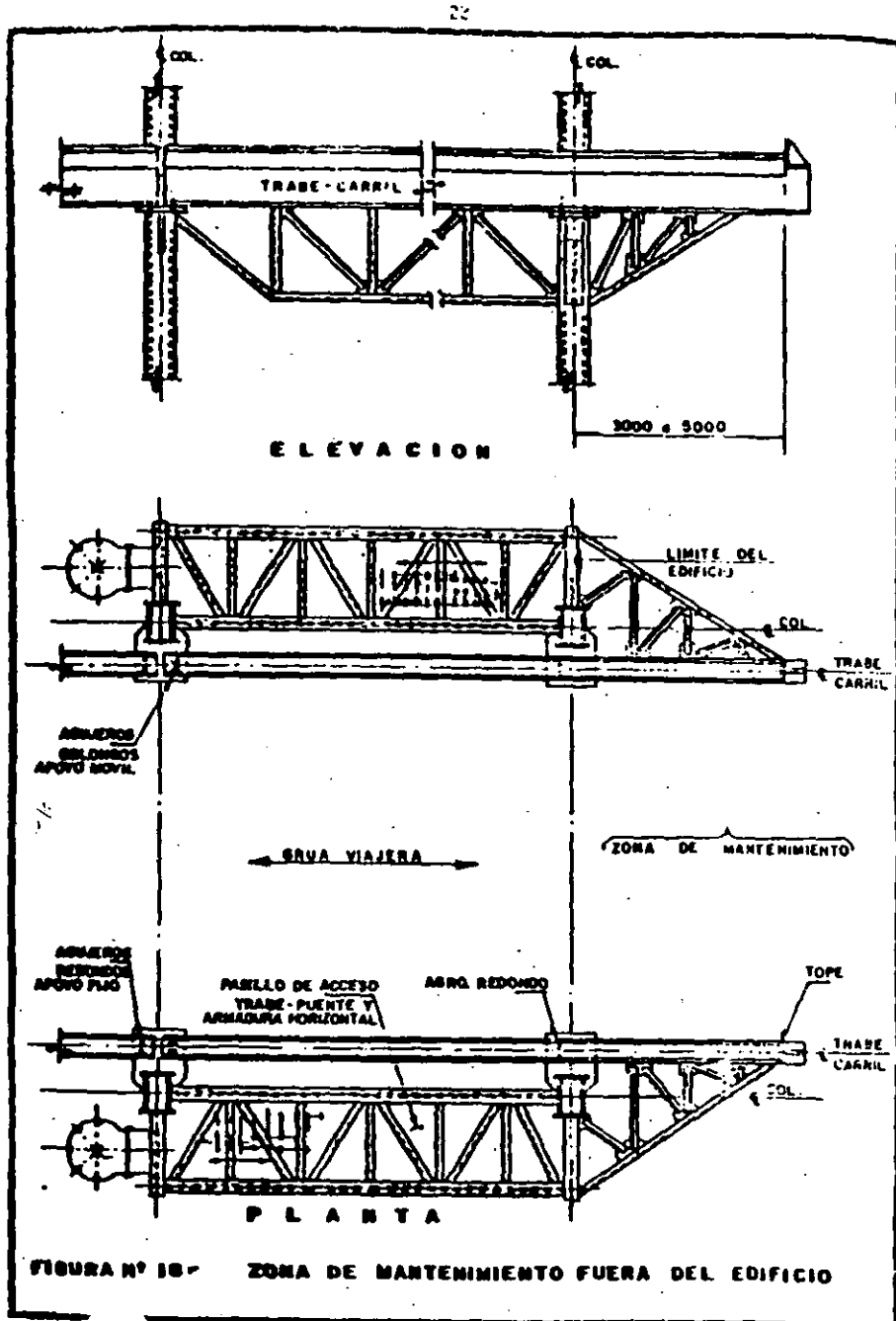
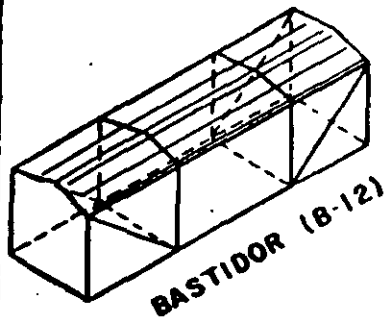
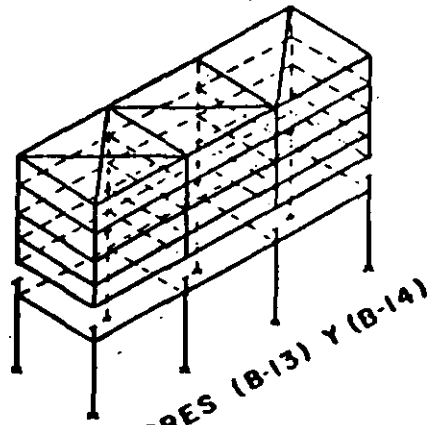


FIGURA N°17 - EDIFICIOS HIBRIDOS

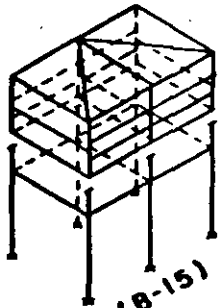




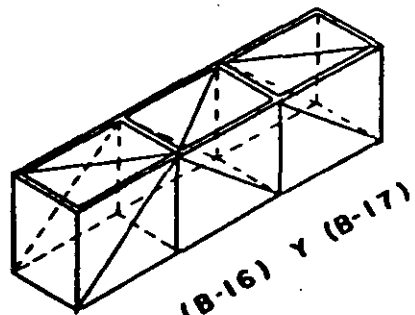
BASTIDOR (B-12)



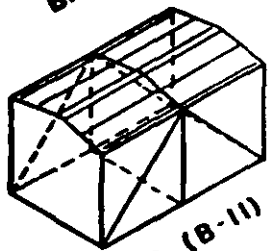
BASTIDORES (B-13) Y (B-14)



BASTIDOR (B-15)



BASTIDORES (B-16) Y (B-17)



BASTIDOR (B-11)

FIG. 20

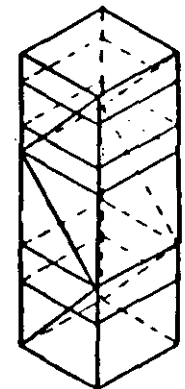
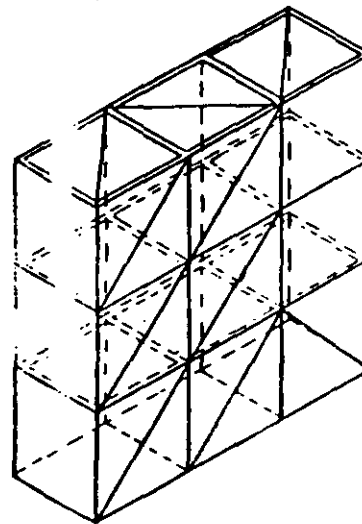
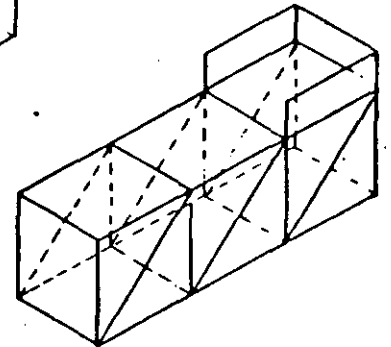
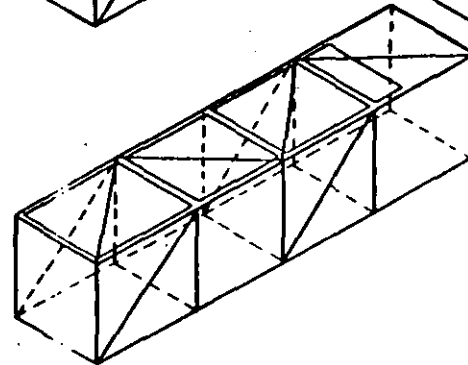
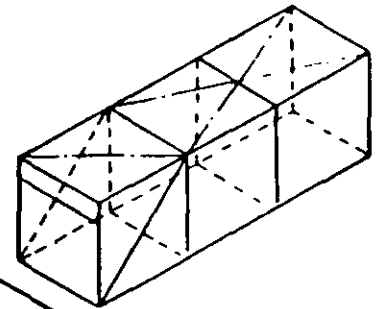
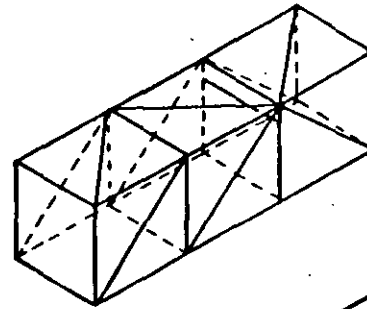


FIG. 21

SOBRE EL FUTURO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN MEXICO

Oscar de la Torre Rangol (I)
Raúl Granados G. (II)

RESUMEN

Se discuten las razones por las que los usos del acero estructural en la actualidad son cada vez más limitados en México.

Uno de los usos más importantes del acero se tiene en los edificios industriales los que por sus características, encuentran una solución ventajosa en la estructura de acero, sin embargo se hace necesaria una optimización del diseño, pues de esto dependerá su uso futuro.

Se muestran algunos de los arreglos estructurales más comunes para naves industriales ligeras y se discuten algunas de las tendencias futuras previsibles para este tipo de estructuras.

INTRODUCCION

En el pasado los usos estructurales del acero estaban limitados en función de sus ventajas y desventajas. Del análisis de estas se podía definir claramente en que casos el acero representaba la solución apropiada para determinada estructura y en cuáles sus desventajas desalentaban o limitaban su uso.

Algunas de las principales ventajas y desventajas del acero se describen a continuación.

Ventajas

Alta relación resistencia/peso
Ductilidad Natural.
Rapidez en el procedimiento constructivo.
Esbeltez y ligereza.
Facilidad de transporte e instalación en lugares accidentados.

Desventajas

Necesidad de protección contra corrosión y el fuego.
Mano de obra especializada en fabricación y en el montaje cuando requieren soldaduras de campo.
Costo.

Las ventajas del acero se destacaban principalmente en edificios altos y en estructuras de grandes claros, donde el concreto reflejaba sus principales desventajas, a saber:

Baja relación resistencia/peso
Necesidad de cimbra
Procedimientos constructivos lentos.

Estas desventajas sin embargo se han reducido al contar en la actualidad con algunas técnicas y avances como los que se mencionan en seguida.

(I) Gerente de Projectistas Estructurales Asociados, S.C.
(II) Gerente de Projectistas Estructurales Asociados, S.C.

Concretos de Mayor Resistencia.

Aditivos que permiten manejar mejor las mezclas secas en la obra.

Empleo a gran escala de elementos prefabricados que eliminan la cimbra de la obra y aceleran el proceso constructivo.

Técnicas de cimbrado, colado, curado y postensado que eliminan la obra falsa, aplicables principalmente en puentes de gran claro.

Por otra parte la industria siderúrgica en México ha visto frenado su desarrollo en los últimos años y el costo del acero se ha elevado a niveles que lo hacen cada vez menos competitivo.

Algunos casos que ejemplifican lo anterior se describen a continuación.

Edificios

Este caso corresponde a un edificio destinado a Hotel, que actualmente se encuentra en construcción en la Ciudad de México.

El edificio en cuestión, proyectado para un área total construida de 70 000 M²., aproximadamente tendrá 40 pisos sobre el nivel de banquetas y 4 más de sótano.

El diseño original de este edificio realizado en 1982 contemplaba una estructura de concreto a base de marcos y muros de rigidez.

A principio de 1983 se planteó la posibilidad de estudiar una solución con estructura de acero que, respetando los requisitos del proyecto arquitectónico, fuese más ventajosa desde el punto de vista de costo y tiempo de ejecución.

Para tal efecto se estudiaron tres soluciones con estructura de acero:

- a). Estructura con marcos formados por traveses y columnas.
- b). Estructura mixta formada por marcos contraventeados de acero del Nivel 4 hacia arriba y estructura de concreto del Nivel 4 a la cimentación.
- c). Estructura con marcos y armaduras alternadas ó escalonadas.

De las tres soluciones estudiadas, la (b) representaba la más económica, con un ahorro aproximado de 10% en el costo de la estructura y de 15% en el costo de la cimentación, pues obviamente la estructura de acero reduce considerablemente el peso del edificio.

La idea de la estructura mixta se derivó de la necesidad de respetar en los 4 primeros pisos del edificio algunos requisitos arquitectónicos que provocan cierta complicación geométrica a la estructura de acero. Por otra parte en los sótanos el área se ampliaba para dar cabida al estacionamiento, dando lugar en estos niveles a una estructura con claros convencionales que permitían un uso más ventajoso para el concreto.

Independientemente de las ventajas económicas obtenidas, el atractivo principal que ofrecía el empleo del acero, se derivaba del tiempo estimado para la construcción de la estructura, pues ésta es una variable que juega un papel primor-

dial en la elección del material.

La solución adoptada finalmente fué la estructura de concreto. La razón principal de la decisión fué que el edificio se podía construir en el mismo tiempo que el estimado para la solución de acero y a cambio se eliminaban ciertos riesgos que este material tenía, especialmente la escasez que en algunas épocas se ha manifestado.

En este sentido cabe recordar que en los últimos edificios altos que se han construido con estructura de acero en la Ciudad de México, se ha empleado material de importación.

Por otra parte en los dos últimos años el acero ha aumentado su precio más rápidamente que los demás materiales, de tal suerte que si la comparación descrita se hiciera en la actualidad, seguramente la estructura de acero resultaría más cara que la de concreto, para el edificio empleado como ejemplo, con lo que las ventajas económicas quedarían anuladas.

De lo anterior se puede deducir que en edificios de menor altura o con claros convencionales, el uso del acero estará cada vez más restringido pues la solución en concreto reporta más ventajas.

Puentes

El empleo de concreto en puentes es cada vez más atractivo. La razón de ello que se pueden lograr soluciones económicas en claros que antiguamente solo se podían resolverse con estructura de acero.

Las técnicas de "lanzamiento" permiten salvar claros hasta de 60 M. con estructura de concreto y con los sistemas de atirantamiento se han construido puentes de 100 M., de claro, en ambos casos sin necesidad de obra falsa.

El uso del acero en puentes en el futuro se ve incierto, sobre todo en aquellos casos en donde la corrosión sea un factor importante en la decisión.

Estructuras Diversas

Existen muchos ejemplos de estructuras que en el pasado solo se resolvían con acero y que en la actualidad encuentran una solución económica en concreto. Se discute el aspecto estético que puede ser muy subjetivo.

Dentro de estas estructuras se pueden citar las siguientes:

Puentes Peatonales

Tanques Elevados

Teatros, Auditorios, etc.

Naves Industriales

Es quizá en este campo donde el acero refleja sus principales ventajas y todavía resulta atractivo en la actualidad, especialmente en los edificios destinados a la industria pesada.

No obstante, en algunos edificios o naves industriales convencionales se l

...soluciones atractivas con estructura de concreto.

...terior ha impulsado a los promotores del acero a buscar nuevas soluciones... permitan hacer más competitivo a este material, pues del ahorro de peso...

...de estas ideas se resume a continuación:

...de líneas de acero o aluminio para las cubiertas. En la actualidad...

...línea... estructura...

...que... reduce el peso de la estructura...

...línea... trabaja como...

...que pueden adoptar formas alabeadas, aligeradas, etc.

...de... en el campo...

...de los techos de alma abierta fabricados en serie.

...de este material... estructura más ligera es el marco atirantado.

...respecto a los sistemas tradicionales caben algunas observaciones.

...de alma llena, que por muchos años ha... para naves industriales con claros...

...de alma llena... ahorra...

...de concreto y cubiertas de acero...

...de ligera... con el incremento que representa el tirón en cuanto a...

...de replicar... se compararon los...

b). Marco rígido a dos aguas con secciones de alma abierta.

c). Marco a dos aguas con alma abierta, atirantado, apoyado en columnas de concreto.

La nave considerada consta de una cruzía de 24.00 M., de claro en dirección...

En la dirección longitudinal se tiene un número indefinido de cruías...

Las cargas empleadas se resumen a continuación:

| | | | | |
|-------------------------------|---|----|--------|------------------|
| Lámina | - | 6 | Kg/M2. | |
| Peso largueros y contraventeo | - | 5 | " | Viento - 80 Km/h |
| Carga viva | - | 60 | " | |
| T O T A L | - | 71 | Kg/M2. | |

A esta carga se debe aumentar el peso propio de la estructura en cada caso.

Los resultados del diseño se muestran comparativamente en la Tabla I. Se deduce que la estructura más ligera es el marco atirantado.

En la Tabla II se muestra también comparativamente el costo total de la obra y de la cimentación, con lo que se deduce que la solución más económica es la tercera.

Caben los siguientes comentarios para las soluciones planteadas.

La primera solución representa la más limpia y sencilla desde el punto de vista de fabricación. Sin embargo la necesidad del alma llena para los perfiles...

La segunda solución refleja cierto ahorro al substituir el alma llena por los de celosía. Cuando no se busque un aspecto estético o arquitectónico...

La tercera solución es la más económica. Esto se deriva del aprovechamiento...

del concreto en aquellas partes de la estructura donde el acero puede ser substituido con ventajas, como en el caso de las columnas. Por otra parte el tirante evita los coqueos sobre las columnas y permite una conexión sencilla de campo entre las columnas y el cabezal. En tales condiciones las columnas que quedan trabajando en voladizo, solo necesitan soportar la flexión producida por el viento.

La construcción de la cimentación y de las columnas de concreto no resultan críticas en el programa constructivo pues se pueden traslapar con la etapa de fabricación de los marcos. El transporte y el montaje no representan problemas especiales.

Una solución aún más económica sería un arco circular tirantado, sin embargo la dificultad de adaptar la lámina de la cubierta a la forma curva desalienta su uso.

Debería por último compararse una solución a base de lámina curva que puede salvar el claro planteado sin estructura.

Esta solución resulta más ventajosa en peso, costo y facilidad de instalación, sin embargo está supeditada al empleo de un producto patentado que controlado por un solo proveedor, limita su uso. Por otra parte el comportamiento de estas bóvedas bajo la acción de cargas asimétricas o su comportamiento como diafragma en dirección paralela a las generatrices del arco no es muy claro.

CONCLUSIONES

El empleo del acero en estructuras estará más restringido en el futuro en virtud del costo de este material en México.

En edificios altos, en los que en el pasado el acero era el material insustituible, el concreto proporciona ahora soluciones ventajosas, previniéndose que sus ventajas se incrementen aún más en el futuro.

En cuanto los puentes puede decirse lo mismo. El desarrollo de nuevas técnicas constructivas ha desplazado al acero de aplicaciones que antes eran privativas de este material. En este campo debe recordarse, el acero siempre ha tenido la desventaja del mantenimiento requerido, especialmente en zonas de alto índice de corrosión, lo que representa una ventaja más para el uso del concreto.

Por lo que respecta a los edificios industriales, se prevé que el acero seguirá siendo durante algún tiempo la solución ideal, especialmente en la industria pesada.

Edificios industriales de gran claro y altura, con estructuración compleja y cargas pesadas, con grúas de gran capacidad y con instalaciones complicadas que requieren ductos y accesorios especiales, encuentran en la estructura de acero la solución insustituible, por el momento.

En nuevas industrias ligeras, de altura moderada, será necesario aprovechar al máximo el uso del acero pues los pequeños ahorros que se logran de material son muy importantes en la actualidad.

El empleo de secciones de alma abierta proporciona estructuras menos estéticas pero más ligeras. Lo mismo puede decirse de las estructuras tirantadas, estas

cialmente las de arco. Hace falta sin embargo una lámina que se adapte fácilmente a la forma curva. Asimismo, la estructura mixta proporciona ahorros portantes en costo y tiempo.

Por lo que respecta a las cubiertas que emplean láminas que substituyen parte de la totalidad de la estructura, su uso debe hacerse con ciertas precauciones, mientras no se cuente con suficientes estudios que garanticen su estabilidad por pandeo especialmente bajo la acción del viento, o cargas asimétricas.

Otros usos futuros previsible para el acero se tienen en cubiertas de gran ro, en las que se busca cierto arreglo geométrico que destaque desde el punto de vista estético. En torres de transmisión, plataformas marinas y en general en estructuras construidas en lugares de difícil acceso, el acero seguirá siendo la solución idónea.

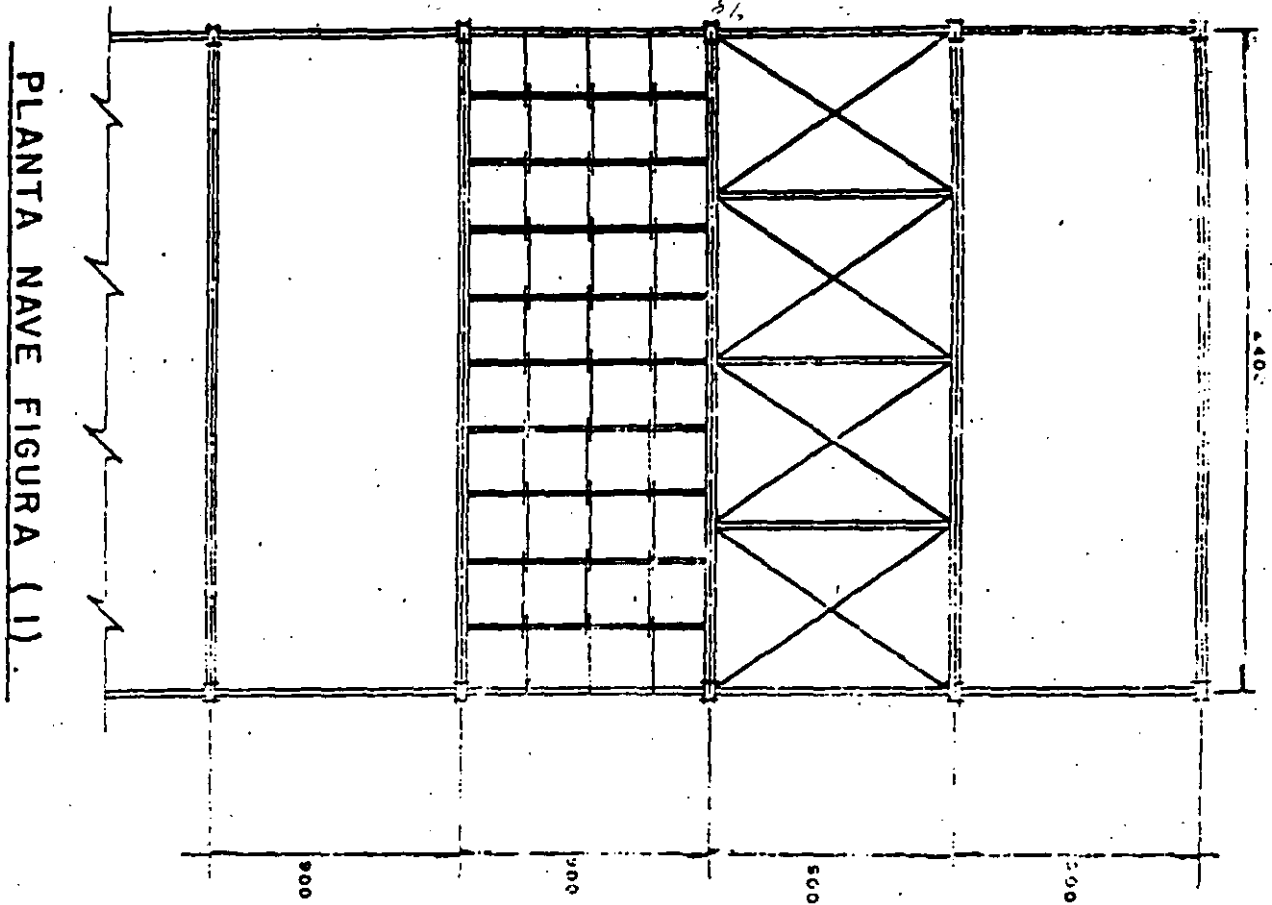


TABLA COMPARATIVA DE PESOS (I).

| ESTRUCTURA | PESO CAPEZAL KG. | PESO COLUMNAS KG. | PESO LARGUEROS Y CONTRAFUERTEO KG. | PESO TOTAL KG. (KG/M2). |
|------------------------------------|------------------|-------------------|------------------------------------|-------------------------|
| <p>(1)</p> | 1520 | 789 | 972 | 3281 (15.2) |
| <p>(2)</p> | 1150 | 646 | 972 | 2768 (12.8) |
| <p>(3)</p> <p>CONCRETO (30x60)</p> | 908 | — | 972 | 1880 (8.7) |

TABLA COMPARATIVA DE COSTOS (II)

| ESTRUCTURA. | COSTO ESTRUCTURA DE ACERO. | COSTO LAMINA | COSTO CIMENTACION | COSTO TOTAL |
|-------------|----------------------------|--------------|-------------------|-------------|
| (1) | 100 | 60 | 10.5 | 170.5 |
| (2) | 84 | 60 | 10.5 | 154.5 |
| (3) | 57 | 60 | 27.0 | 144.0 |

II. Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical. El pandeo de entrepiso es un fenómeno de conjunto, que depende de las características de todas las columnas. Sin embargo, es posible que alguna de ellas falle bajo una carga menor que la que le correspondería al fallar el entrepiso completo.

Ahora debe calcularse la resistencia nominal de cada columna individual, tratándose como si sus extremos no se desplazasen lateralmente, pero teniendo en cuenta las restricciones angulares producidas por el resto de la estructura.

III. Inestabilidad de conjunto de un entrepiso bajo cargas verticales y horizontales combinadas. Las acciones que actúan sobre la estructura, segundo miembro de la expresión 1, se determinan con un análisis de segundo orden bajo cargas factorizadas, en el que se tiene en cuenta, cuando menos, el efecto $P\Delta$, es decir, la amplificación de momentos debida a la interacción carga-desplazamiento. Pueden considerarse también otros efectos, como la disminución de rigidez de las columnas ocasionada por la fuerza normal o por la plastificación parcial de sus secciones transversales, que deberán incluirse en el análisis cuando sean significativos.

El análisis de segundo orden puede ser "exacto" o aproximado, utilizando en este caso alguno de los factores de amplificación que se han propuesto en la literatura (refs. 12 y 13), y pueda llevarse a cabo en el intervalo elástico o fuera de él.

Las acciones de segundo orden se comparan con la resistencia de la columna calculada como si sus extremos no se desplazasen linealmente, puesto que los efectos de esos desplazamientos están incluidos en los valores de las acciones; pueden utilizarse las ecs. 6 y 7, o las correspondientes a flexocompresión biaxial; son bastante precisas cuando se aplican a columnas con extremos fijos linealmente.

Se cuenta también con ecuaciones de interacción no lineales, desarrolladas en los últimos años, que son más precisas que las convencionales (ref. 11). Tanto en la ref. 3 como en la 5 se permite su uso como una forma alterna de determinar la resistencia de columnas flexocomprimidas.

Los estados límite I y II suelen ser críticos en edificios de pocos niveles o en los entrepisos superiores de edificios altos; en los entrepisos restantes es crítico el estado III.

IV. Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas. Este estado límite no suele ser crítico en problemas de diseño, pues al proporcionar las vigas y columnas para evitar la inestabilidad de conjunto se fija como condición que ninguna de ellas falle individualmente en forma prematura. Si debe tenerse en cuenta, en cambio, cuando se revisan estructuras ya construidas: cada una de las columnas debe satisfacer las condiciones 6 y 7, suponiendo que sus extremos están fijos linealmente.

V. Falla de algún tipo de una o más vigas. Los estados límite son los de falla por pandeo lateral por flexotorsión, por formación de un mecanismo con articulaciones plásticas, y por cortante; éste último sólo es crítico en casos extremos, poco frecuentes.

En las acciones de diseño debe incluirse, cuando sea significativa, la amplificación de los momentos por efectos de segundo orden.

VI. Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas. La resistencia máxima que puede proporcionar una estructura de acero se obtiene dimensionándola de manera que el estado límite de colapso corresponda a la formación de un mecanismo con articulaciones plásticas; además, se logra la máxima economía cuando el mecanismo abarca toda la estructura, pues su formación en entrepisos aislados indica que el resto está innecesariamente sobrado. Esto, que es válido para todas las estructuras, adquiere singular importancia en las que se construirán en zonas sísmicas, que deben ser capaces de absorber grandes cantidades de energía, lo que está en relación directa con el número de articulaciones plásticas que se forman en el mecanismo de colapso y con la capacidad de rotación de cada una de ellas. Además, conviene que las articulaciones aparezcan en las vigas, que tienen mayor capacidad de rotación y de absorción de energía que las columnas, lo que lleva a los diseños con vigas débiles y columnas resistentes característicos de zonas sísmicas.

Una vez escogido el mecanismo de colapso conveniente se dimensionan las vigas y, conocidos sus momentos plásticos resistentes y las cargas factorizadas, verticales y horizontales, que actúan sobre la estructura, se determinan las acciones en las columnas, las que deben diseñarse de manera que no se presente ninguno de los estados límite I a IV.

VII. Vibraciones o deformaciones excesivas de las vigas. En los reglamentos se fijan las deformaciones máximas que pueden admitirse en las vigas, condicionadas por aspectos estéticos y funcionales, y se cuenta con información en la literatura que permite determinar cuando las vibraciones son molestas para los ocupantes del edificio y la manera de reducirlas a límites tolerables.

VIII. Desplazamientos laterales excesivos de entrepiso. El diseño de los edificios altos, o de altura media, en zonas sísmicas, queda regido, con frecuencia, no por la resistencia de la estructura, sino por su rigidez ante fuerzas horizontales, pues los desplazamientos laterales de entrepiso deben conservarse por debajo de límites tales que se impidan daños excesivos a instalaciones, muros, cañales y otros elementos no estructurales. Este aspecto del diseño es también importante cuando las fuerzas horizontales son producidas por viento.

Conviene determinar parámetros que permitan saber si el diseño quedará regido por resistencia o por rigidez, pues en el segundo caso es preferible escoger los perfiles de manera que se obtenga la rigidez necesaria y revisarlos después por resistencia, en vez de escogerlos por resistencia y revisarlos por rigidez, como se hace comúnmente.

CONCLUSIONES

Se ha propuesto una metodología para el diseño de marcos rígidos de acero para edificios, basada en la filosofía del diseño por estados límite, que permite identificar claramente todas las formas de falla posible y diseñar estructuras con coeficientes de seguridad adecuados contra cada una de ellas. Esta misma metodología puede aplicarse al diseño de cualquier otro elemento o sistema estructural.

Se cuenta con los conocimientos necesarios para determinar las acciones asociadas a cada estado límite y la resistencia correspondiente, aunque para ello deben utilizarse, en general, métodos de análisis y diseño más refinados que los que suelen usarse en la actualidad, lo que no resulta difícil dadas las características de las calculadoras y computadoras electrónicas modernas.

Cada capítulo de las normas, referente a un cierto tipo de elemento estructural, debe estar compuesto por cuatro partes, que cubren los aspectos siguientes:

- I. Estados límite de interés, tanto de falla como de servicio.
- II. Combinaciones de carga que deben considerarse al estudiar cada estado límite. Factores de carga.
- III. Fórmulas y procedimientos para determinar la resistencia de diseño correspondiente a cada estado límite de falla. Factores de resistencia ϕ .
- IV. Métodos para revisar la estructura en condiciones de servicio.

Es común que la segunda parte no se incluya en cada capítulo, sino que aparezca al principio del reglamento. Incluso, como las combinaciones y factores de carga son iguales para estructuras de diversos materiales, puede convenir proporcionarlos en un documento de carácter general, independiente del material, como se hace en la ref. (14).

La revisión de algunos estados límite tiene que hacerse utilizando la teoría elástica y esfuerzos permisibles, mientras que otros requieren la aplicación de métodos plásticos de análisis y diseño. Eso se tiene en cuenta en III, por lo que ya no es necesario dividir el código en dos partes, como se hace frecuentemente en la actualidad.

REFERENCIAS

1. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", American Institute of Steel Construction, Nueva York, 1934 (Reproducidas en el Apéndice C del libro "Structural Design in Steel", de T.C. Shedd, John Wiley and Sons, Nueva York, 1934).
2. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Il., noviembre 1978.
3. "Steel Structures for Buildings - Limit States Design", Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, diciembre 1978.
4. "Standard Specifications for Highway Bridges", 13a. edición, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1983.
5. "Proposed Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Il., septiembre 1983.
6. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", American Institute of Steel Construction, Nueva York, 1949.
7. T.V. Galambos, "Structural Members and Frames", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1968.
8. "Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Il., noviembre 1978.

9. E. Rosenblueth, "Slenderness Effects in Buildings", Proc. ASCE, Vol. 91, No. ST1, enero 1965.
10. O. de Buen, "Diseño de marcos rígidos de un piso de acero estructural", IV Congreso Nal. de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, León, Gto., México, marzo 1984.
11. W.F. Chen y P. Atsuta, "Theory of Beam-Columns", Vol. 2, McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 1977.
12. "Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal., México, D.F., abril 1977.
13. "Structural Design of Tall Steel Buildings", Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. SB, American Society of Civil Engineers, 1979.

NORMALIZACION: UNA NECESIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES DE ACERO •

ING. MANUEL LINSS LUJAN

La falta de normalización en una actividad cualquiera conduce generalmente a una baja calidad y costos elevados en lo que se produce. Ahora bien nos preguntamos.

¿Qué es normalizar?

¿Por qué hacer normas?

¿Quién hace las normas?

La respuesta a estas preguntas la encontramos en la definición de normalización adoptada por el "ORGANISMO INTERNACIONAL DE NORMALIZACION" (ISO) :

LA NORMALIZACION ES EL PROCESO DE FORMULAR Y APLICAR REGLAS CON EL PROPOSITO DE REALIZAR UN ORDEN EN UNA ACTIVIDAD ESPECIFICA, PARA EL BENEFICIO Y CON LA COOPERACION DE TODOS LOS INTERESES, Y EN PARTICULAR PARA LA OBTENCION DE UNA ECONOMIA DE CONJUNTO OPTIMA, TENIENDO EN CUENTA LAS CARACTERISTICAS FUNCIONALES Y LOS REQUISITOS DE SEGURIDAD.

La normalización se basa en los resultados consolidados de la ciencia, la técnica y la experiencia. Determina no solamente la base para el presente, sino también para el desarrollo futuro, y debe mantener su paso acorde con el progreso.

Es interesante notar que los países más desarrollados, como son Alemania, Japón, Estados Unidos, etc., tienen la normalización más extensa. La normalización y el desarrollo industrial de los países son inseparables : a mayor normalización mayor desarrollo industrial. 1.

En nuestro caso, podemos comprender mejor la importancia de la normalización al estudiar la relación entre el nivel profesional del proyectista y la calidad de proyecto; encontramos que existe una correlación --- prácticamente perfecta, Fig. 2.

Considerando que la curva de frecuencia, número de proyectos-nivel de preparación del proyectista es normal² (Fig. 3 a), también lo será la --- curva de frecuencia número de proyectos-calidad del proyecto, Fig. 3b.

La curva de la Fig. 3b corresponde al caso en que no existen normas; --- la gama de calidades posibles de los proyectos comprende desde proyectos pésimos que presentan deficiencia en todos sus aspectos, (economía, seguridad y funcionalidad) hasta proyectos excelentes, próximos a las soluciones óptimas.

3b

La curva de la Fig. 3c muestra el caso en que existen y se aplican nor--- que condicionan a los proyectos para que reúnan ciertos requisitos, fijando de esta manera un límite inferior a la calidad admisible.

Al establecer normas y hacer su uso obligatorio, se limita la libertad del proyectista, evitando que se hagan proyectos de una calidad infe--- rior a una calidad preestablecida. Esto es extraordinario, pues proyec--- tistas con niveles de preparación bajos, al obligarlos a sujetarse a --- las normas, lograrán desarrollar proyectos de calidad similar a los --- realizados por proyectistas con mejor preparación.

En la figura 4 hemos trazado sobre la gráfica de la Fig. 1, las curvas de frecuencia de calidad de proyecto. Observemos cómo la mayor normali--- zación obliga a mejorar la calidad, siendo éste uno de los motivos por el cual la producción de los países industrializados, en general, tiene que ser de mejor calidad que la de los países en desarrollo.

En las empresas sucede algo similar; aquellas que tienen y utilizan ma--- yor cantidad de normas, son las que desarrollan mejores proyectos. Sin embargo algunas de las normas que utilizan, por no estar elaboradas por personas representativas de todas las partes interesadas, Fig. 5,

Las personas que participamos en la ejecución de construcciones de ace--- ro nos encontramos con alguna frecuencia problemas originados por de--- ficiencias en algunas de las etapas: proyecto estructural, fabricación y ó montaje. Estas deficiencias generalmente se deben a no disponer de una normalización adecuada ó a no aplicar las normas existentes.

En esta exposición analizaremos únicamente los aspectos relativos a la primera etapa: el proyecto estructural. A continuación mostramos para ilustrar, algunas de las deficiencias más comunes en que se encuentran en esta etapa de la construcción de estructuras de acero.

ETAPA DE PROYECTO ESTRUCTURAL.

- a.- Información incompleta. En la fig. 6 se muestran detalles correspondientes a un plano de proyecto estructural de un mercado para la Delegación Gustavo A. Madero. Vemos que no se indican las soldaduras para conectar los diferentes elementos entre sí :

Placa de apoyo a columna Fig. 6a.

Armaduras a placa de apoyo Fig. 6b

Diagonales y Montantes a cuerdas Fig. 6c

Varilla de refuerzo a larguero Fig. 6d

La nota sobre soldadura es confusa y no aclara nada.

- b.- Elaboración deficiente de los planos. En la fig. 7 reproducimos detalles de dos planos del proyecto estructural de la ampliación de un laboratorio de productos farmacéuticos. La fig. 7a, que corresponde al plano E-1, aparentemente indica 8 anclas; la fig. 7b, que corresponde al plano E-2, indica claramente 4 anclas. El proyecto estructural requería 8 anclas pero se colocaron únicamente 4. La corrección de este error ocasionó retrasos y costos adicionales.

Otra deficiencia frecuente en la elaboración de los planos es el uso de terminología no aceptada, por ejemplo, tensor en lugar de tirante, perno en lugar de tornillo, etc.

- c).- Información errónea. En la fig. 8a se muestra una parte del plano de una compuerta deslizable en la que piden una viga IPS 12"; este perfil no se fabrica en México desde hace varios años.

En la fig. 8b se muestra el detalle de la conexión de cumbrera en el que no se dejó la holgura necesaria para colocar los tornillos. Este detalle corresponde a un plano de fabricación de la estructura de la ampliación de unos laboratorios de productos farmacéuticos.

- d.- Soluciones antieconómicas. La planta de la fig. 9a corresponde al proyecto estructural de una bodega para una fábrica de productos textiles. La separación entre armaduras es de 6.50 m; los largueros de canal 7 MI 14 se venden en largos estándar de 7.00 m. La separación de 6.50 m obligará a desperdiciar 0.50 m de cada tramo.

En la fig. 9b se muestra la sección transversal de un trabe amada para un punto de acceso en una presa. La altura del alma no permite un buen aprovechamiento de los materiales en sus anchos estándar.

En la fig. 9d se muestra una parte de una armadura correspondiente a una planta de procesamiento de productos del mar. La solución estructural es muy buena, pero por los materiales empleados resulta más cara que si se hubiese fabricado con ángulos.

En la fig. 9e se muestra la solución dada a un entrepiso de una terminal de un aeropuerto. Cambiando la solución como se indica se hubiese logrado un ahorro del 50%.

En la fig. 9c se muestra una gráfica donde se comparan -- los precios de los diferentes tipos de perfiles. Los precios que se compararon son los dados por el fabricante, y son válidos para ciertas cantidades de compra mínimas. Para cantidades menores los precios se pueden incrementar -- entre un 10% y un 30%, excepto en los ángulos de 4" y menores. Sería muy útil para los proyectistas el disponer -- de una gráfica similar, con los precios de los materiales actualizados, que les sirva de guía para lograr soluciones más económicas.

e.- Errores en el análisis y diseño estructural. Es frecuente que los largueros tipo montén se rigidicen como se indica en la fig. 10a, teniendo, debido a esto, una resistencia menor a la considerada a causa de la torsión que se presenta cuando estas secciones se cargan en el plano del alma.

En la fig. 10c se muestra la sección transversal de una armadura de un túnel para un transportador. En el análisis y diseño de esta armadura no se consideraron los cargas producidas por el viento.

Esta armadura además se analizó considerando que todos los ejes de sus miembros están en un plano. Esta hipótesis no se cumple, pues los ejes de las cuerdas están en un plano diferente al de las diagonales.

Una causa que ha originado problemas graves es el mal uso de métodos aproximados de análisis de estructuras, especialmente en el caso de sistemas estructurales novedosos, cuyo comportamiento real se desconoce.

f.- Funcionalidad deficiente. Falta de rigidez de la estructura que ocasione deformaciones excesivas, protección anticorrosiva insuficiente, falta de protección contra el fuego.

Nos podemos dar cuenta por lo anterior que son cuatro causas principales las que originen las deficiencias indicadas :

- 1) Normalización insuficiente o no sujetarse a las normas existentes.
- 2) Información actualizada mal difundida.
- 3) Falta de una capacidad adecuada de las personas que intervienen en las diferentes etapas en que se realiza la construcción.
- 4) Supervisión e inspección insuficiente.

En lo que se refiere al primer punto, contamos con dos obras mexicanas, de uso muy generalizado, para el diseño de estructuras :

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Reglamento) con sus Normas complementarias (Normas) y el Manual de Diseño de Obras Civiles (Manual) editado por la Comisión Federal de Electricidad.

Disponemos además de un número considerable de normas relativas al acero, electrodos para soldar, tornillería, etc., preparadas por el Comité Consultivo Nacional de Normalización de la Industria Siderúrgica. Sin embargo es común utilizar obras de otros países, principalmente de Estados Unidos, como son : Las Especificaciones para el Diseño, Fabricación y Montaje de Edificios de Acero del American Institute of Steel Construction (AISC), Las Especificaciones para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formados en Frío del American Iron and Steel Institute (AISI), el Código de Soldadura Estructural de la American Welding Society (AWS), las normas de materiales de la American Society of Testing and Materials (ASTM), etc. El uso de estas obras se debe a que las mexicanas no tratan algunos temas importantes.

Veamos a continuación cual es la situación de la normalización relativa al proyecto estructural. Para ello lo dividiremos en las tres etapas siguientes : 1) Definición geométrica y mecánica de la estructura; 2) Análisis y diseño; 3) Planos estructurales y de taller.

- 1) Definición geométrica y mecánica de la estructura. En esta etapa se definen las dimensiones generales de la estructura : distancias entre los ejes, alturas, etc. También se definen los materiales que se emplearán, tipos de miembros (alma llena, alma abierta, etc.) y tipos de conexiones (soldadas, atornilladas, etc.).

Para esta etapa disponemos de una normalización bastante extensa referente a materiales (acero, tornillos y electrodos para soldar).

En los demás aspectos, el proyectista tiene una gran libertad -- para tomar sus decisiones. Es en esta etapa donde queda determinado en gran parte el resultado final. Una elección bien razonada de las medidas entre ejes, de las alturas, de los tipos de miembros y sus conexiones, etc., Fig. 13, conducirán a soluciones excelentes en funcionalidad, economía y seguridad.

Sería ventajoso establecer para los proyectistas, sobre todo para aquellos con poca experiencia, recomendaciones generales que los orienten en cuanto a la selección de claros económicos, ventajas y desventajas de los distintos tipos de miembros y sus co-

nexiones, precios relativos de los diferentes materiales y medidas estandar en que se fabrican estos, etc..

2) Análisis y diseño estructural. En este paso se determinan las acciones a las que se verá sujeta la estructura: cargas muertas, cargas vivas, viento, sismos, cambios de temperatura, corrosión ambiental, etc.; se establecen los criterios para determinar la resistencia de todos los elementos que formarán la estructura, y se seleccionan los procedimientos de análisis y de diseño. Las dimensiones de los miembros de la estructura se determinan en un proceso iterativo de análisis y diseño.

Para esta parte del proyecto estructural se cuenta con una normatización bastante completa. Considero, sin embargo, que requiere de una revisión constante con objeto de que se esté actualizando y ampliando, de modo que mantenga su paso con el progreso de la ciencia y la tecnología.

A continuación expongo algunas observaciones respecto a las normas que leemos actualmente, y que considero conveniente que se tomen en cuenta en futuras revisiones del Reglamento y de las Normas.

En la parte referente a las acciones sería conveniente incluir los siguientes puntos que en el Reglamento actual no se consideran :

- a).- Las acciones producidas por grúas viajeras, considerando el tipo de servicio que van a prestar.
- b).- Considerar una carga concentrada, cuyo valor se determinará en base a la experiencia, aplicada en cualquier nodo de las armaduras ó trabes de celosía que soporten cubiertas.
- c).- Considerar una carga concentrada horizontal aplicada en las columnas de las construcciones que estén expuestas a posibles choques de vehículos.
- d).- Establecer criterios simplificados que permitan al proyectista evitar vibraciones excesivas ó molestas en los sistemas de pisos.
- e).- Incluir para el diseño por viento los coeficientes de forma para las cubiertas mostradas en la fig. 15.
- f).- Incluir dentro de las acciones la corrosión. Evitar en el proyecto soluciones que favorezcan la corrosión Fig. 14. Preparar normas ó recomendaciones para dar la protección anticorrosiva adecuada para cada caso.

El Reglamento y el Manual tienen algunas diferencias en su capítulo referente a diseño por viento. En la fig. 16 se muestran las gráficas para obtener el coeficiente C_p ; en ellas podemos darnos cuenta de las discrepancias tan notables que pueden existir entre los dos criterios. Sería conveniente unificar estos criterios:

En la próxima revisión de las Normas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, del Reglamento, sería conveniente considerar los siguientes puntos:

85
1.0 Materiales (este apartado no existe actualmente)

Establecer los requisitos de ductilidad y soldabilidad que debe reunir un acero para que le sean aplicables estas Normas.

2.1.2 Área neta. Utilizar el concepto de área efectiva, que toma en cuenta el efecto de la concentración de esfuerzos cortantes en la zona donde están los tornillos ó remaches de la conexión.

3.1.1 Tensión axial. Dado que al alcanzar el esfuerzo de fluencia en una sección con agujeros no se presenta un estado límite de falla, debe tomarse el esfuerzo de ruptura como base para el diseño en la sección neta.

3.1.2 Compresión axial. Las Normas consideran como carga crítica la que produce el pandeo por flexión, lo cual, en general es correcto para piezas con dos ejes de simetría. Para piezas con un eje de simetría, como son los perfiles de sección angular, la carga crítica de pandeo por flexo-torsión puede ser considerablemente menor. En la figura 17 tenemos el caso del ángulo de $6" \times 5/16"$ en que, para un cierto intervalo de esbelteces, el esfuerzo crítico de pandeo por flexo-torsión llega a valer el 65% del esfuerzo crítico de pandeo por flexión; este valor es muy próximo al esfuerzo de diseño, por lo que el factor de seguridad real sería considerablemente menor al teórico. No siempre se presentan diferencias tan importantes, por ejemplo, en la fig. 18 tenemos el caso del ángulo de $6" \times 3/4"$, en el que los dos esfuerzos críticos de pandeo tienen valores muy próximos. En este caso, el valor del esfuerzo crítico de pandeo calculado de acuerdo con las Normas, diferirá del esfuerzo crítico real, en la situación más desfavorable, en solo 5%. Las figuras 17 y 18 corresponden a las figuras 34 y 36 de un trabajo de investigación desarrollado en el INSTITUTO de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México por los Investigadores E. del Valle C. y G. Villarreal G.

Al emplear los perfiles angulares debemos ser muy cuidadosos, pues por la forma en que se construyen las armadu

res, los ángulos pueden quedar trabajando en condiciones muy diferentes a las consideradas en el diseño. En la Fig. 19, se muestra el caso de la cuerda de compresión de la armadura del ejemplo 2 de las Normas editadas por el INSTITUTO DE INGENIERIA de la UNAM. Para el análisis y diseño de dicha cuerda se supuso que la sección es una T formada por dos ángulos trabajando en compresión axial.

Por la forma en que se construye la armadura esta hipótesis no se cumple, quedando cada uno de los ángulos de la cuerda sujeto a una compresión excéntrica, Fig. 19a. En lugar de existir un esfuerzo de compresión uniforme, existe un esfuerzo que presenta variaciones considerables de su valor en los diferentes puntos de la sección transversal, Fig. 19b. Estos ángulos fallarán por flexotorsión, debiendo ser su resistencia real, en muchas ocasiones, notablemente inferior a la resistencia calculada de acuerdo con las Normas. El Manual para Constructores editado por la Cía Fundidora de Hierro y Acero de Monterrey, tiene tablas de capacidades de dos ángulos en T; para esta sección dan una capacidad aún un poco mayor (5%) a la calculada en el ejemplo antes mencionado. Dado el uso tan difundido de las secciones formadas con perfiles angulares, es necesario llevar a cabo investigaciones con el objeto de determinar su resistencia real bajo diferentes condiciones de carga.

3.2 Flexión. Las fórmulas 13 y 14 empleadas en las Normas para el diseño de secciones I ó H se han deducido del caso más desfavorable : una viga sujeta a momentos iguales y de sentidos opuestos en sus extremos, Fig. 20. Simplificando la fórmula exacta deducida para este caso se llega a las fórmulas 13 y 14, que son muy sencillas de calcular. Considerando que en la actualidad disponemos de recursos muy poderosos para efectuar cálculos, es preferible utilizar las fórmulas teóricas sin simplificar, con los coeficientes adecuados para tomar en cuenta la posición de la carga con relación al eje centroidal de la viga y los tipos de apoyos en sus extremos. En los ejemplos 5.1, 5.2 y 5.3 del libro "Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño", del Ing. Oscar de Buen, nos podemos dar cuenta de la economía posible de alcanzar al proceder de esta manera. Al cambiar la posición de la carga del patín superior al inferior, se aumenta la capacidad de carga de la viga en un 75%. Si se toman en cuenta las condiciones de apoyo de los extremos es posible tener un incremento de la capacidad hasta de 237%. Estos ahorros justifican plenamente el pequeño costo adicional que pudiese haber en la etapa de proyecto, por el uso de las fórmulas más complicadas.

4.3 Trabes armadas y vigas laminadas. Existen estructuras en las que, en algunas de sus secciones, los elementos mecánicos fuerza normal, fuerza cortante y momento de flexión alcanzan sus valores máximos simultáneamente.

Las Normas no incluyen el procedimiento para determinar la resistencia del alma en este caso. Esta situación se presenta por ejemplo, en las rodillas de los marcos rígidos, sistema estructural muy popular en la actualidad.

5.4 Soldadura. Es recomendable prever en las Normas el uso de juntas precalificadas. Estas son juntas con una geometría y posiciones para soldar previamente definidas, fig. 21, que se ha comprobado que permiten obtener uniones soldadas de la calidad y resistencia requeridas. Al no utilizar las juntas precalificadas es necesario calificar las juntas propuestas para verificar que los resultados de las uniones cumplen con los requisitos de calidad y resistencia necesarios.

El uso de juntas precalificadas tiene además la ventaja, para el proyectista, de evitar el tener que definir para cada proyecto la geometría de las juntas utilizadas; bastará con indicar que todas las uniones deberán ser de las uniones precalificadas establecidas en las Normas. Esto evitará que se pidan en los proyectos, juntas que no se pueden ejecutar ó cuya ejecución es muy difícil.

9.- EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS. Aunque en las estructuras de acero para obras civiles no es común que se presente el caso de fatiga, sería conveniente incluir en esta sección un procedimiento simple de aplicar y respaldado por pruebas y estudios teóricos, similar al utilizado en las Especificaciones del AISC.

CONSIDERACIONES NUEVAS.

Las Normas no contemplan actualmente procedimientos para el diseño de piezas de sección variable, lo cual es de lamentarse por el uso tan difundido de este tipo de miembros. El mayor grado de dificultad que presenta el diseño de esta clase de elementos, puede conducir a proyectistas inexpertos a cometer errores que pueden ser de trascendencia. Es importante evitar estas situaciones, incluyendo en la próxima revisión de las Normas los procedimientos para el diseño de este tipo de miembros.

Sería de gran utilidad para todos los que participamos en cualesquiera de las etapas de la construcción de una estructura de acero, disponer de un catálogo muy amplio de conexiones estandar, en que se incluyeran todo tipo de conexiones (soldadas, atornilladas, y mixtas), para transmitir los diferentes elementos mecánicos, solos ó combinados.

Para los proyectistas representará una ventaja importante contar con este catálogo, pues les bastará indicar en el plano estructural los perfiles de la estructura, el tipo de conexión (soldada, atornillada ó mixta) y los elementos mecánicos que deben transmitir. Con esta información el de tallista podrá seleccionar fácilmente la conexión adecuada.

Este catálogo permitiría tener juntas predibujadas, las cuales simplemente se pegarían a los fustes de las columnas ó a las vigas, simplificando y acelerando considerablemente la elaboración de los planos de taller. Un catálogo de este tipo es indispensable para la elaboración de los planos de taller por medio de computadora.

3.- Elaboración de planos estructurales y planos de taller.

Para esta etapa no existe normalización alguna ni recomendaciones que guíen en la preparación de planos estructurales y de taller satisfactorios a las personas involucradas en el proyecto estructural. Esta situación se ve agravada a causa de que en los planes de estudio de la carrera de Ingeniería civil se ha reducido a su mínima expresión la enseñanza de dibujo. Los estudiantes que terminan no saben hacer un plano correcto y por lo tanto no pueden enseñar a otras personas a hacerlo.

En ocasiones me he encontrado con ingenieros recién egresados que, aunque parezca increíble, tienen dificultad para entender los planos. Considerando que estos constituyen el lenguaje que utilizamos para comunicarnos en la construcción, es necesario corregir esta situación.

Sería muy conveniente, como opina el Ing. Peter Konisberger, impartir en la carrera de ingeniero civil, una clase optativa en la que se enseñe a los estudiantes de los primeros semestres, a dibujar planos estructurales y de taller. Las personas que cursasen esta materia tendrían la ventaja de poder trabajar en sus tiempos libres, haciendo esta clase de planos, que tienen gran demanda a causa de la falta de personas capacitadas para hacerlos, y recibir un ingreso por este concepto. Otra ventaja sería que los estudiantes se familiarizarían con las características de las estructuras de acero, adquiriendo conocimientos preliminares muy útiles para los cursos posteriores de análisis y diseño estructural.

Conviene establecer una terminología, que se utilice en los planos, para acabar con los barbarismos tan comunes como son sagros, struts, contraflambo, etc., y que además se enseñe las palabras correctas para designar a los diferentes elementos que forman las estructuras.

Los planos bien elaborados deben reunir cuatro características :

CLARIDAD

PRECISION

RAPIDEZ

ECONOMIA

Para lograr esto es necesario establecer un sistema de dibujo, tomando como base el sistema utilizado por algunas empresas que hacen magníficos planos.

es

La segunda causa de errores que mencionamos anteriormente, información actualizada mal difundida, se puede eliminar fácilmente en el momento en que las Asociaciones Técnicas, -- Los Colegios de Profesionistas y las Cámaras Industriales -- establezcan un sistema para intercambiar información y que estas organizaciones, a su vez, hagan llegar a sus asociados la información ya seleccionada. Por ejemplo la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (CANACERO), podría enviar periódicamente, a las asociaciones interesadas, información actualizada de los perfiles de acero que se fabrican en el país. Esto tendría informados a los proyectistas de los perfiles nuevos disponibles a la vez que evitaría la inclusión en los proyectos de perfiles que no se fabrican en el país. Canacero tradujo, hace algunos años, --

las Especificaciones para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero formados en frío, de la AISI.. Esta traducción ha estado a la disposición de las personas interesadas, pero debido a la falta de comunicación, pocas personas están enteradas.

Considero que una de las funciones importantes de las asociaciones técnicas, Colegios, etc., es precisamente mantener informados a sus asociados, sobre los recursos técnicos de que pueden disponer para que puedan lograr una superación tecnológica en su campo de actividades.

El tercer factor señalado como causante de las deficiencias en los proyectos estructurales, la falta de capacitación adecuada de las personas que intervienen en las diferentes etapas en que se realiza la construcción de acero, presenta una problemática más compleja para resolverla satisfactoriamente. Se requiere impartir cursos de capacitación a una gran cantidad de personas, muchas de las cuales no tienen interés en asistir a ellos, algunas porque no lo consideran necesario, otras por pereza. Asistirán a estos cursos solamente si se ven obligados a ello. Considero que son dos los aspectos en los que es urgente capacitar al personal.

- 1.- Utilización correcta de las Normas
- 2.- Detallado de estructuras (incluye preparación de dibujos estructurales y de taller).

Creo que si los cursos de estructuras de acero, que se imparten en la carrera de Ingeniería civil y en los cursos de actualización, se orientasen a enseñar a usar correctamente las Normas y los manuales, ayudaría mucho a corregir fallas frecuentes en los proyectos.

El cambiar la forma en que se han ordenado las Normas, siguiendo en su presentación un orden similar al orden en que se enseña la materia, facilitaría mucho su uso, sobre todo a las personas que no las consultan con frecuencia.

Respecto a la capacitación de detallistas, la situación es más difícil debido a que no existe en la actualidad ningún curso para enseñar esta especialidad. El primer paso sería preparar un programa, el cual se iría modificando de acuerdo con las experiencias obtenidas. En esta actividad deben participar las asociaciones técnicas, aprovechando la experiencia profesional de sus asociados.

La última causa de deficiencias en los proyectos, supervisión e inspección insuficientes, se debe al igual que en la elaboración de planos, a que no existen normas ni recomendaciones para supervisar o inspeccionar los trabajos. Encontramos desde empresas que no llevan a cabo supervisión alguna en los trabajos que realizan, hasta empresas que tienen establecidos sistemas de revisión tales que difícilmente se les llega a pasar un error.

Sería un paso adelante muy importante, el establecer normas que obliguen a realizar una supervisión durante todo el proceso de Construcción, esto es, desde la etapa de proyecto estructural hasta la terminación del montaje.

Podemos darnos cuenta por los puntos antes mencionados y otros que están en la mente de muchos proyectistas, que existe una gran cantidad de trabajo por realizar. Para poderlo llevar adelante se necesitan básicamente recursos humanos. ¿Qué podemos hacer para conseguir estos recursos? Pienso que las asociaciones relacionadas con las construcciones de acero pueden y deben aportar una parte de estos recursos, invitando a sus asociados a participar, dando gratuitamente parte de su tiempo; en comités técnicos que desarrollen los diferentes trabajos.

En la integración de estos comités debe buscarse que participen personas con experiencia en las distintas etapas: proyecto, fabricación y montaje. La otra fuente importante de recursos humanos la tenemos en los estudiantes que van a hacer su servicio social ó van a preparar sus tesis.

Si las asociaciones a través de sus comités logran preparar un plan general, será fácil estar asignando trabajos y temas de tesis orientados a realizar este plan. Aprovecharíamos de

esta manera mucho trabajo, esfuerzo y dinero que actualmen-
te se gasta en preparación de tesis cuyos temas son, en mu-
chas ocasiones, intrascendentes y de poca utilidad, o en ser-
vicios sociales de los que no se obtiene ningún provecho.

69

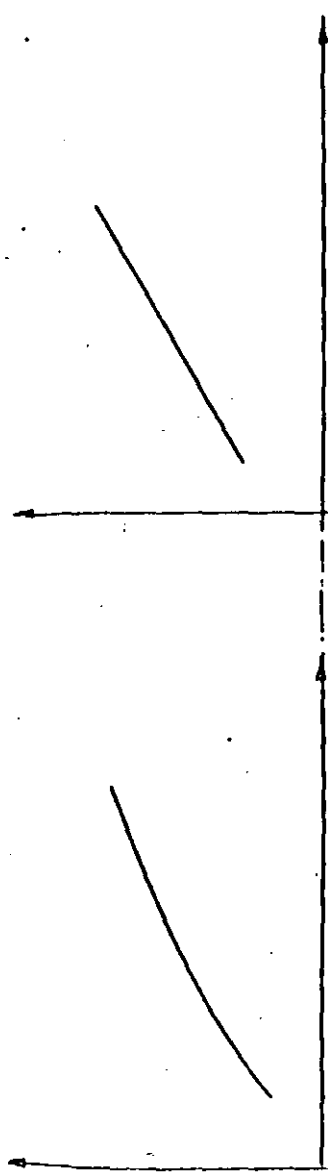
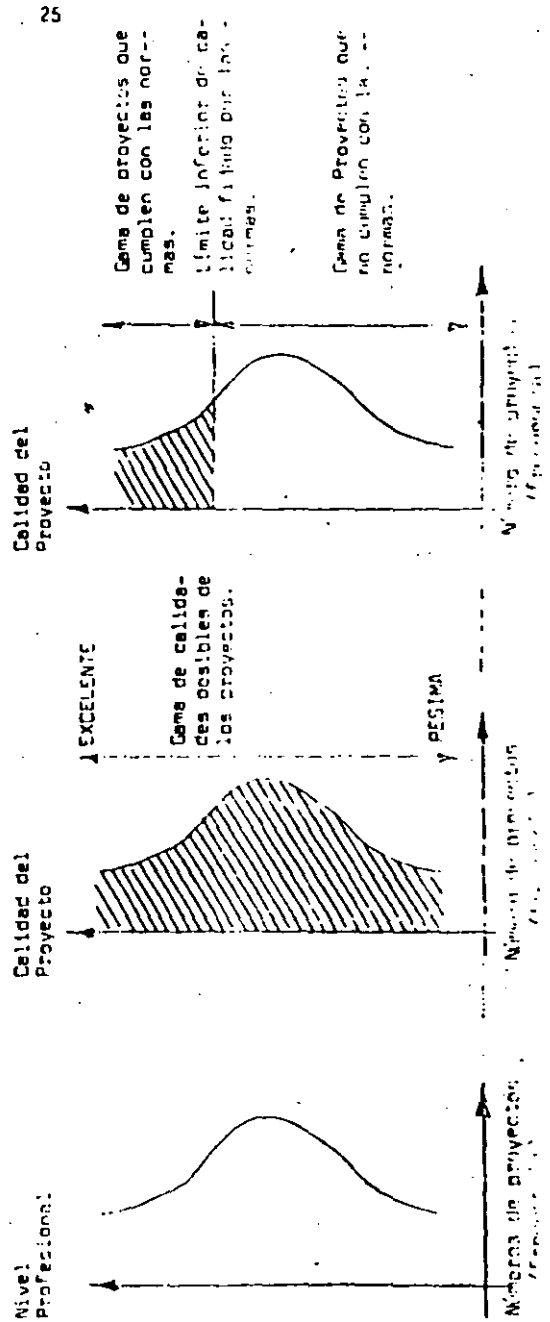


Fig. 1

Fig. 2



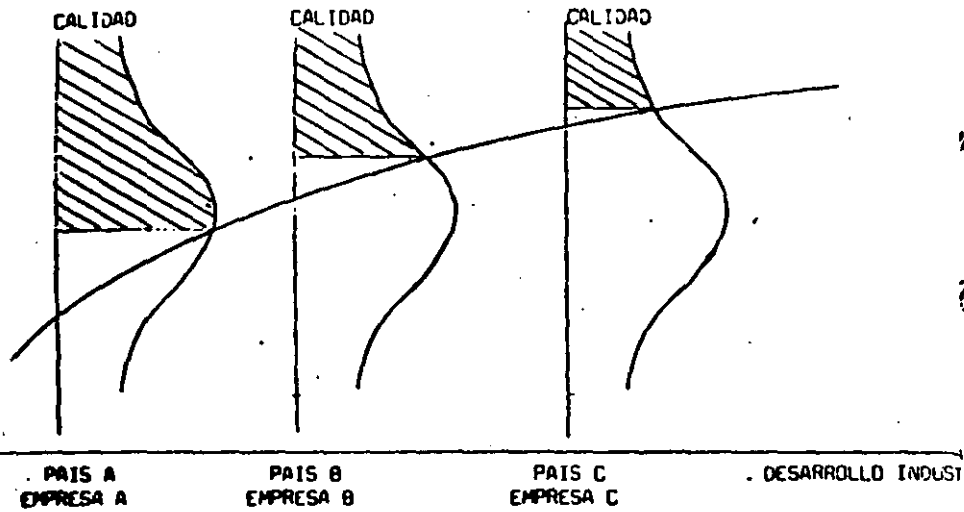
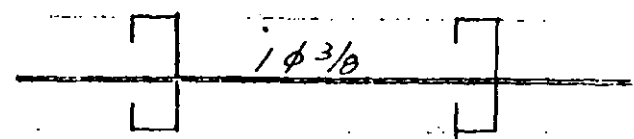
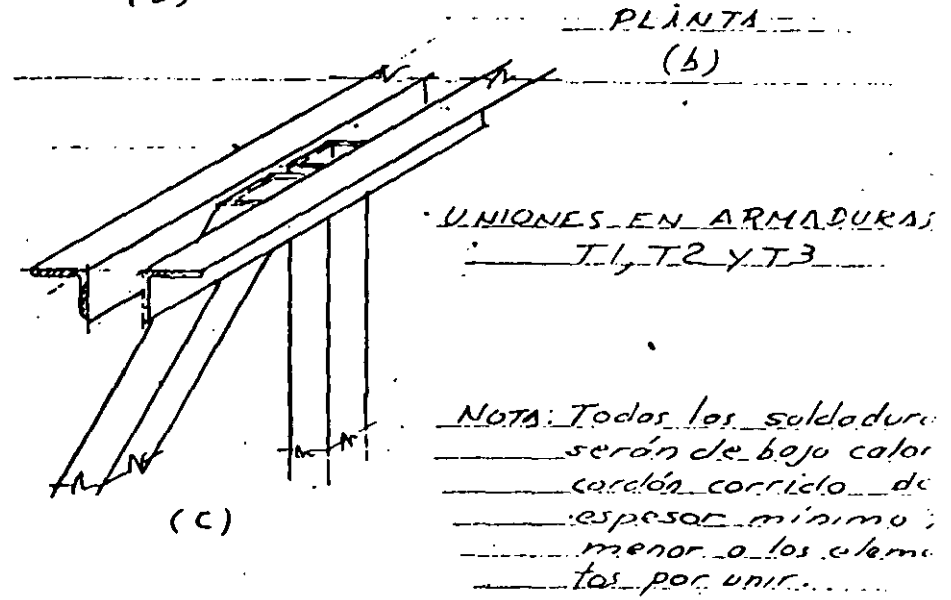
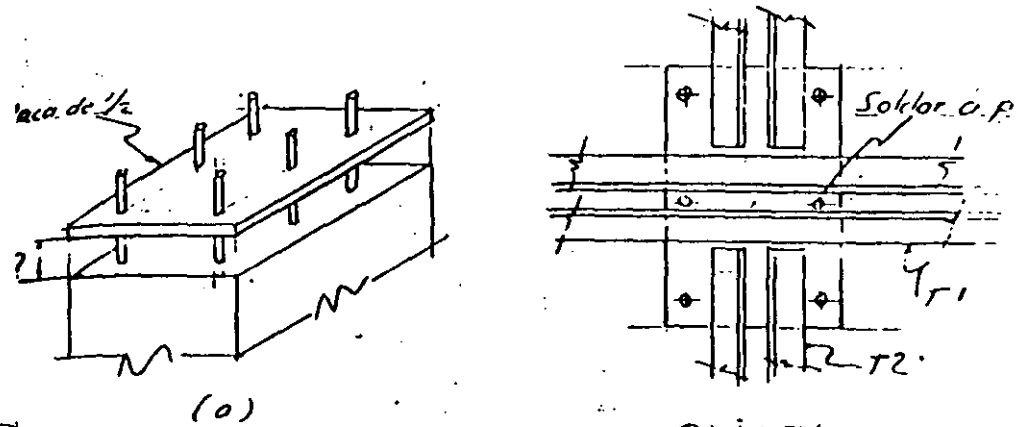
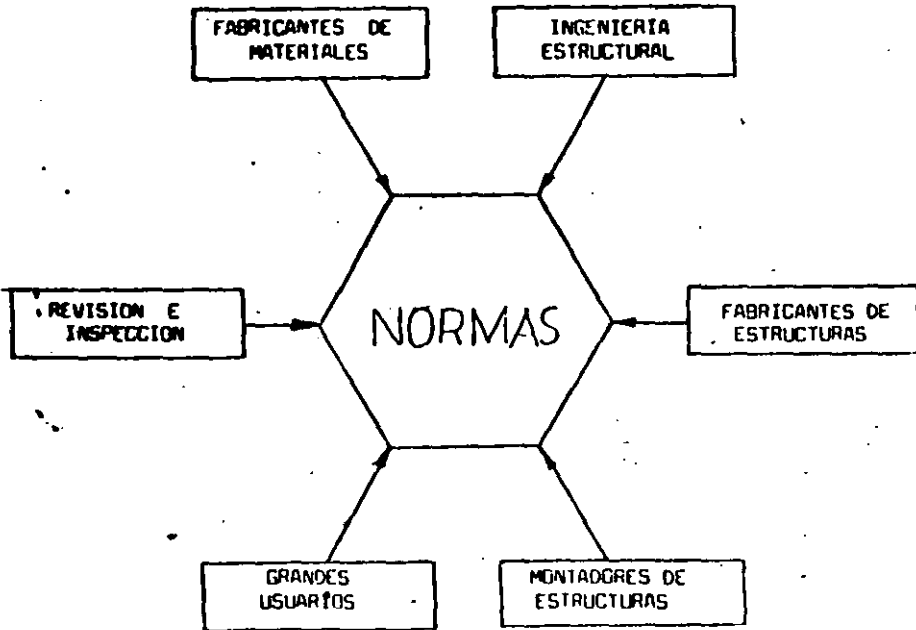


Fig. 4



CORTE REFUERZO 1 φ 3/8
(d)

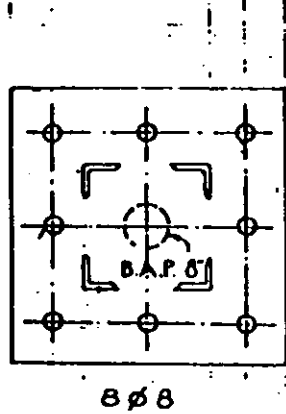
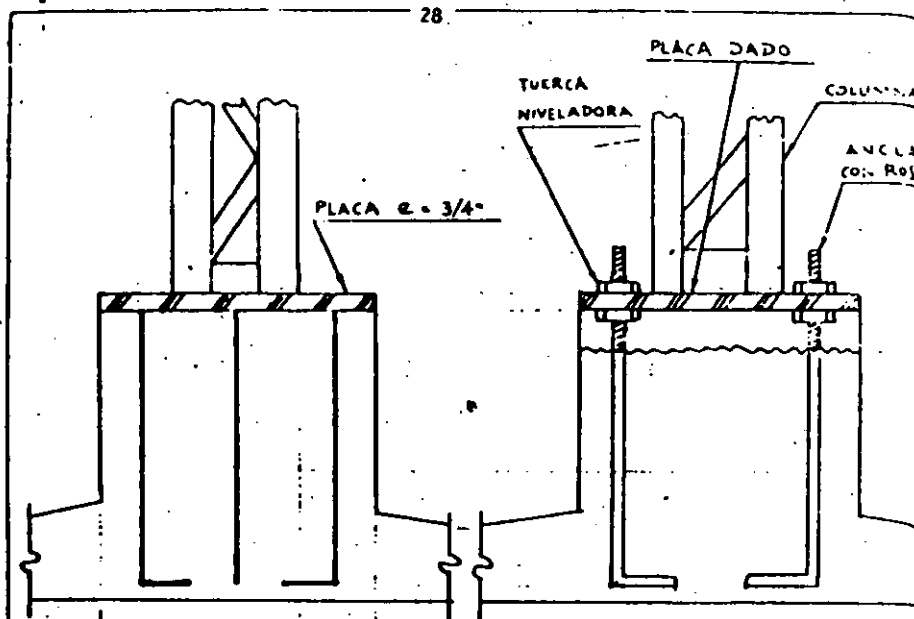


FIGURA 7A

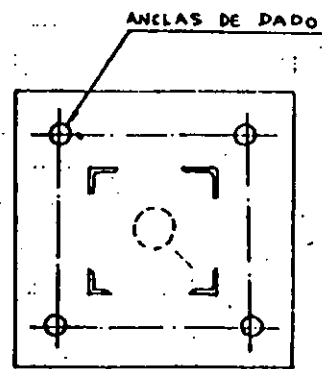


FIGURA 7B

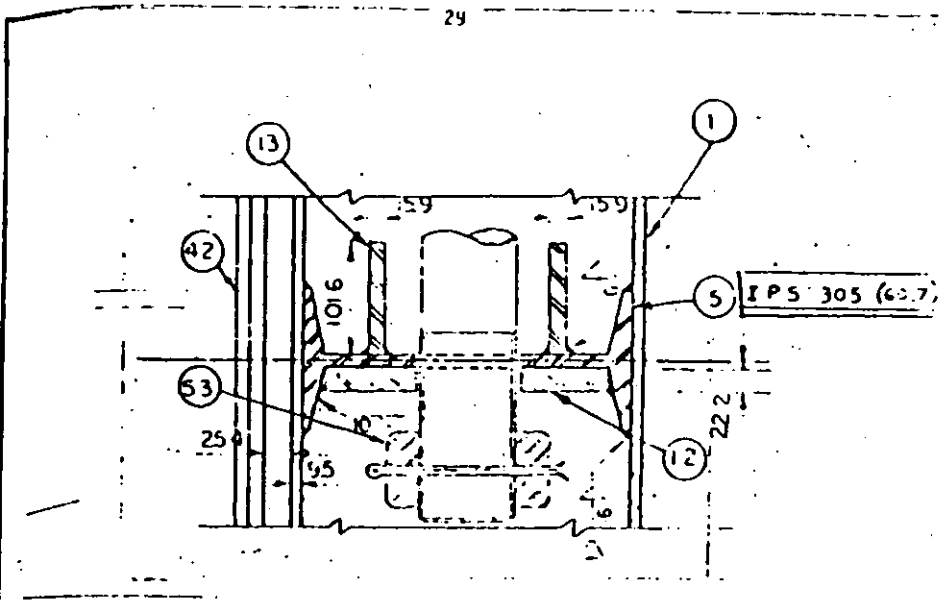


FIGURA 8A

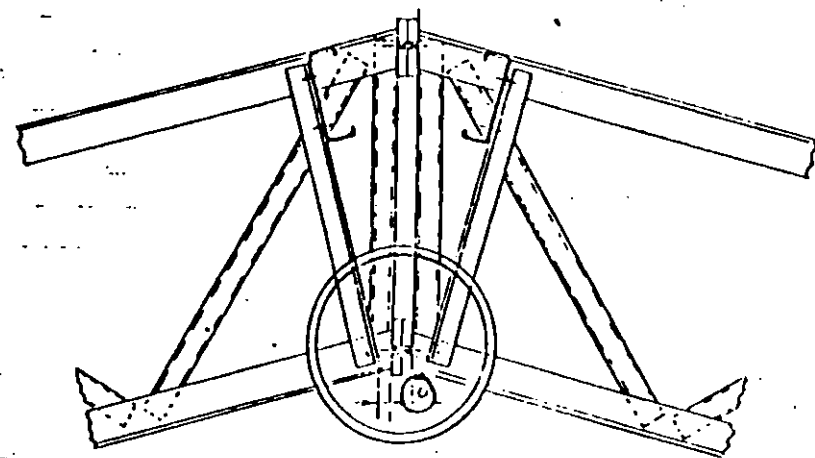


FIGURA 8B

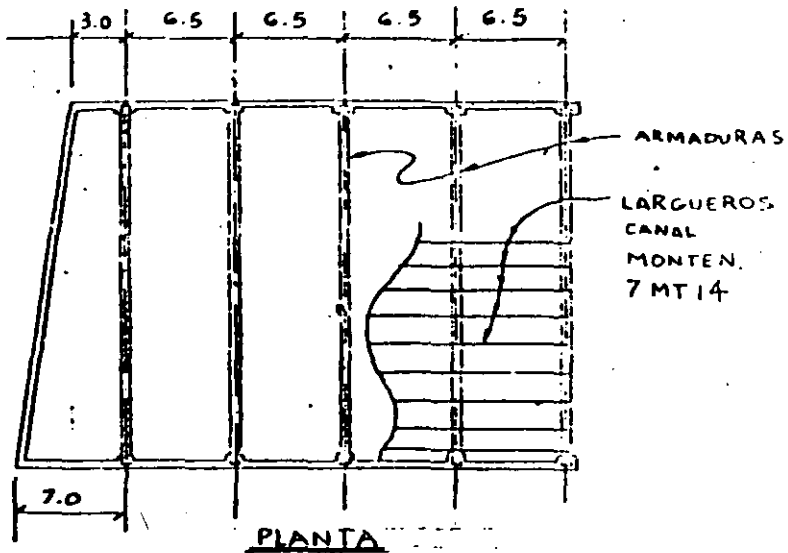
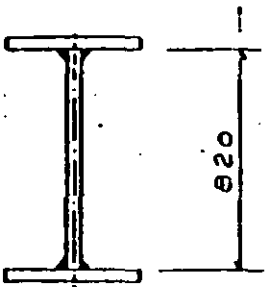


FIGURA 9A



ANCHOS COMERCIALES :

| PIES | mm |
|------|------|
| 3 | 914 |
| 5 | 1524 |
| 6 | 1829 |

FIGURA 9B

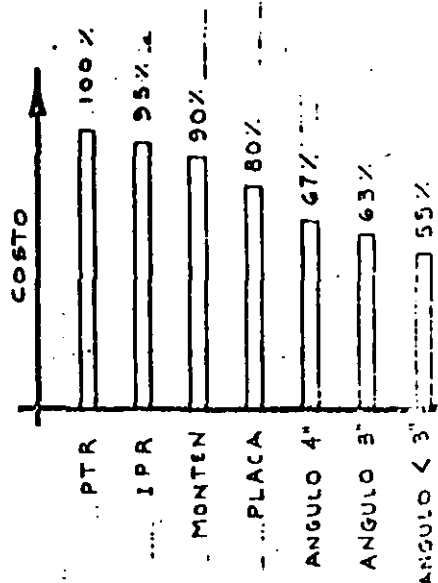


FIGURA 9C

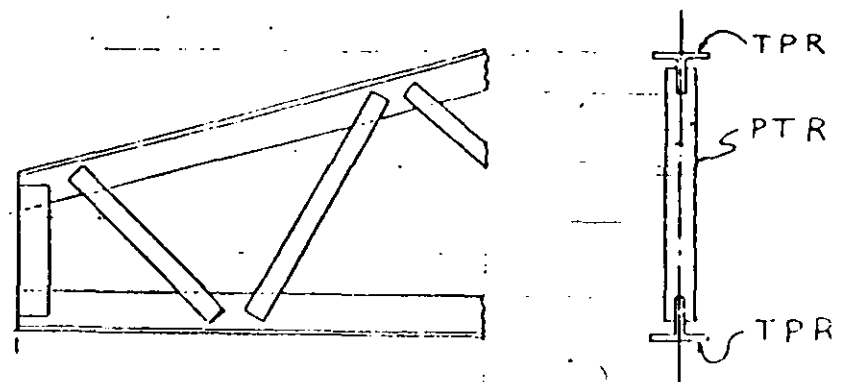
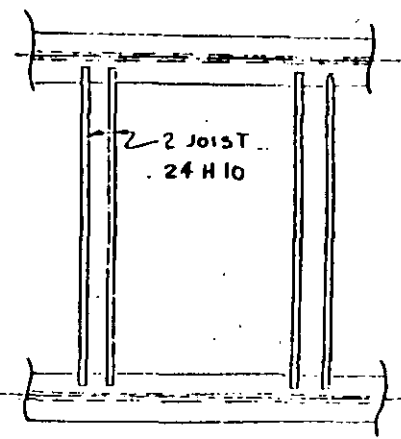


FIGURA 9D



Costo del Joist 24H10 doble :
\$ 7,500.00/m.

Costo de la armadura sustituta
construida con perfiles arqu
res de alta resistencia ($f_y =$
4000kg/cm²) : \$ 3,800.00/m.

FIGURA 9E

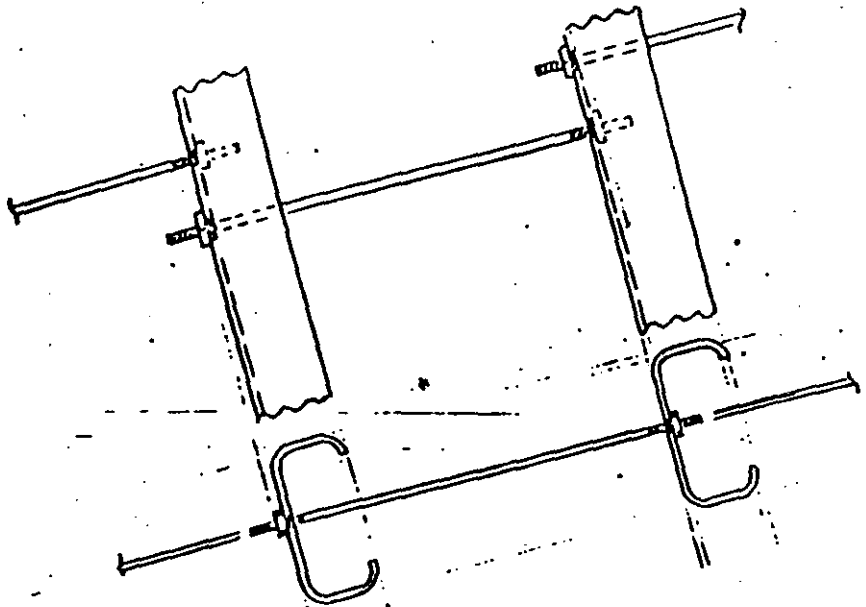


FIGURA 10A

89

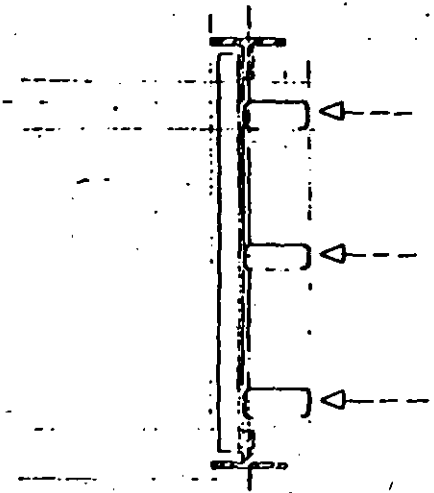
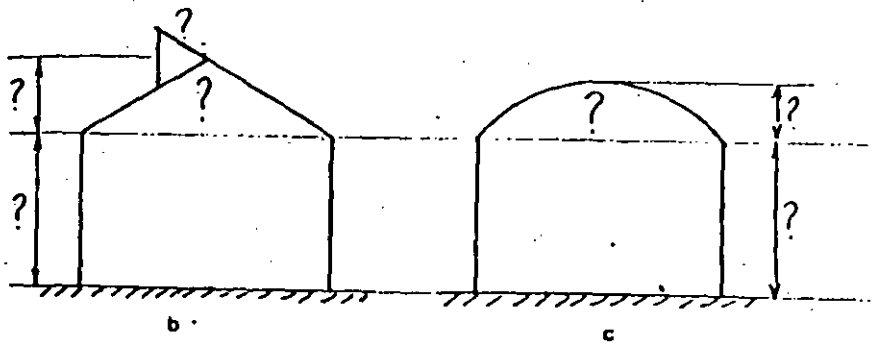
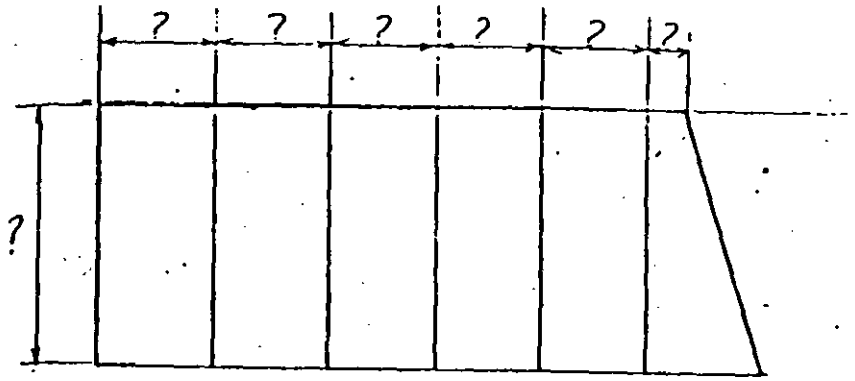


FIGURA 10B



- ¿Cubierta de asbesto cemento, de aluminio de acero galvanizado,?
- Acero ¿ Que norma? ¿ B254 ? ¿ Armaduras, marcos rígido de alma llena ?
- ¿Material en muro?

Fig. 13

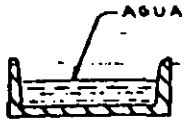


FIGURA 14A

69

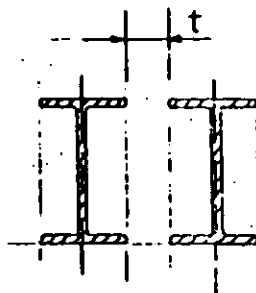
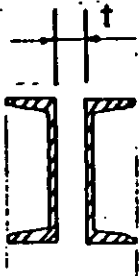
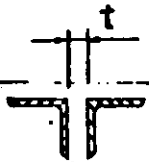
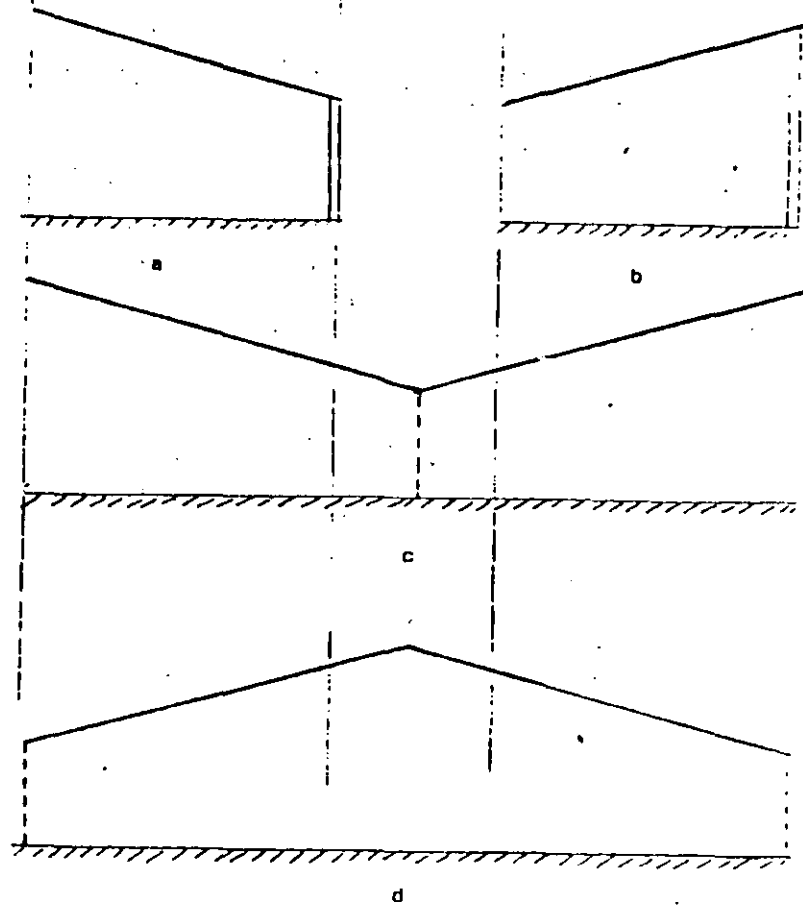


FIGURA 14B



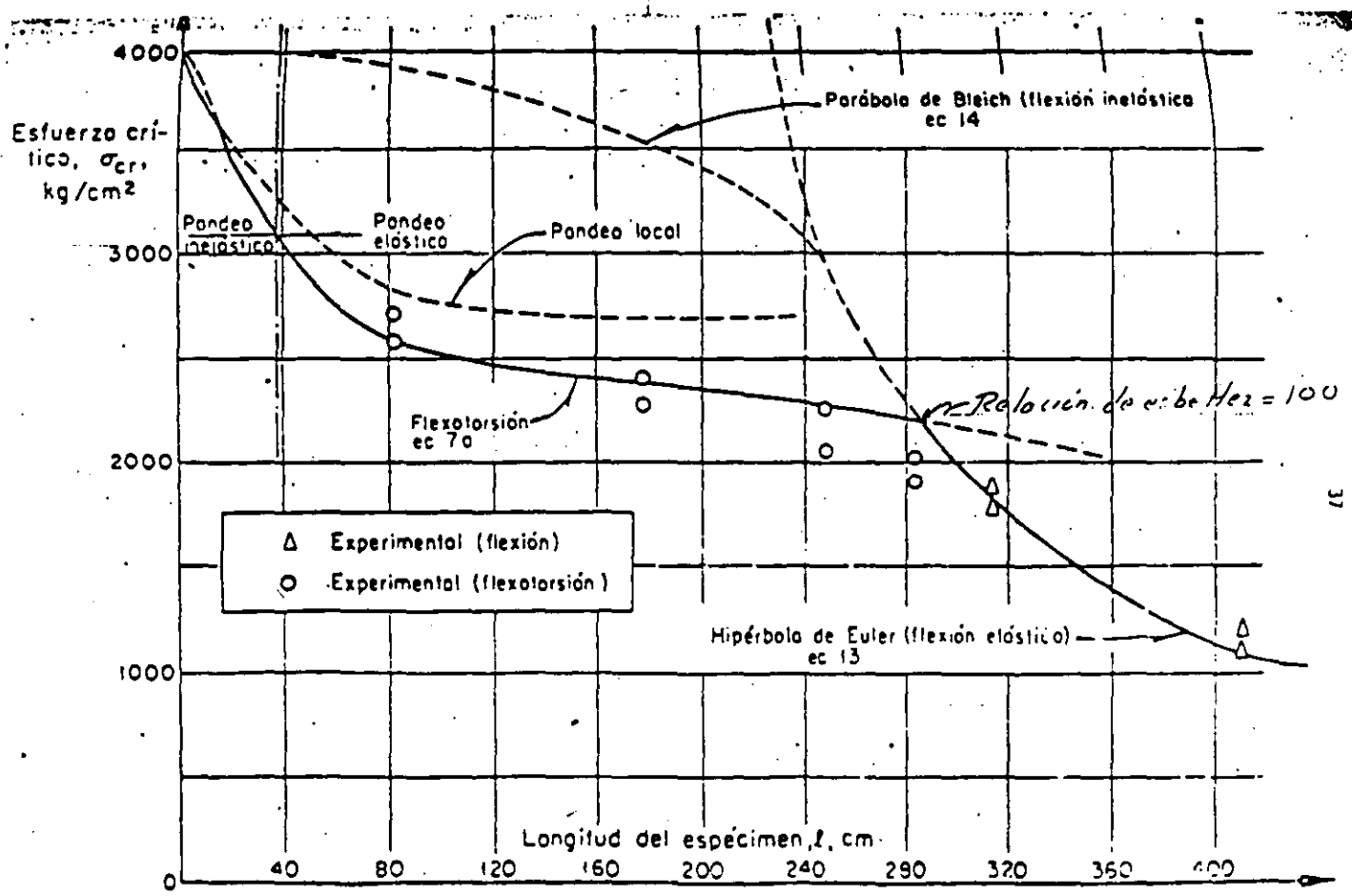
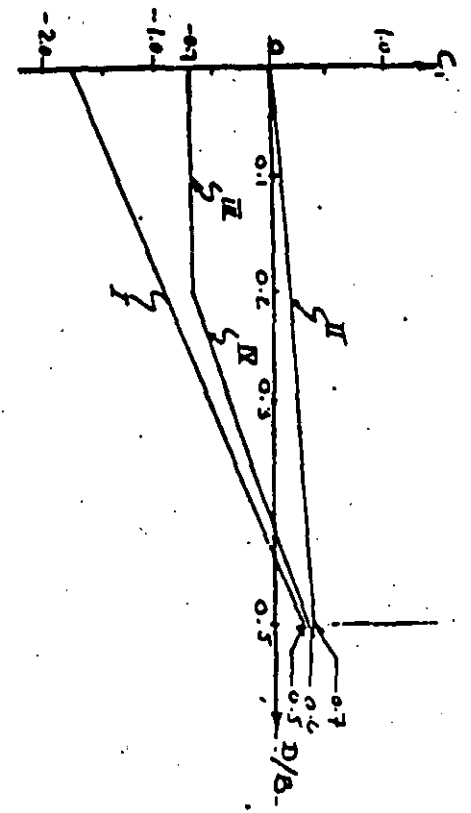
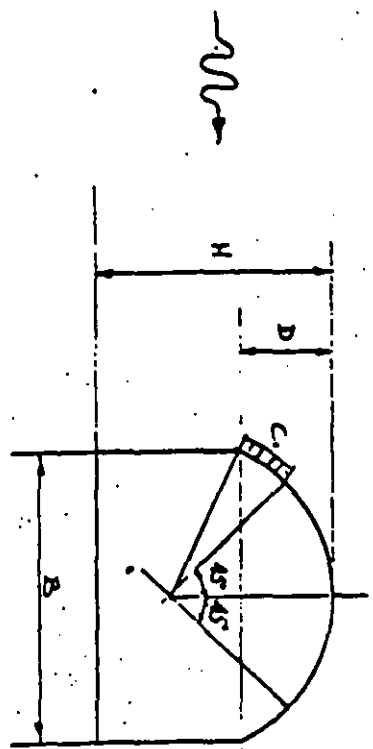
Las líneas punteadas indican que no existen los muros, únicamente con el agua.

Para (a) y (b) considerar que no existen muros laterales.

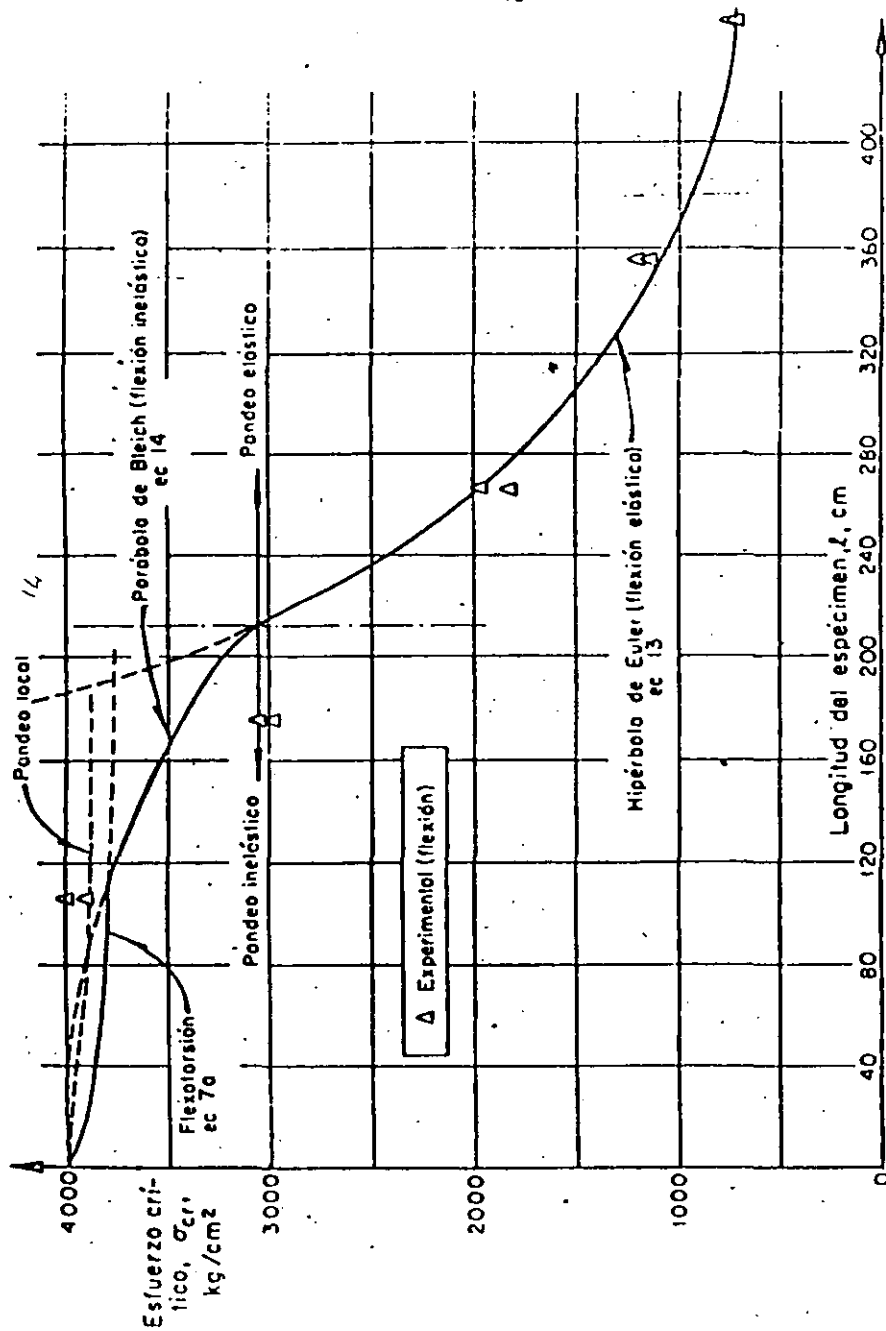
Para (c) y (d) considerar los dos casos : con muros y sin muros laterales.

Fig. 15

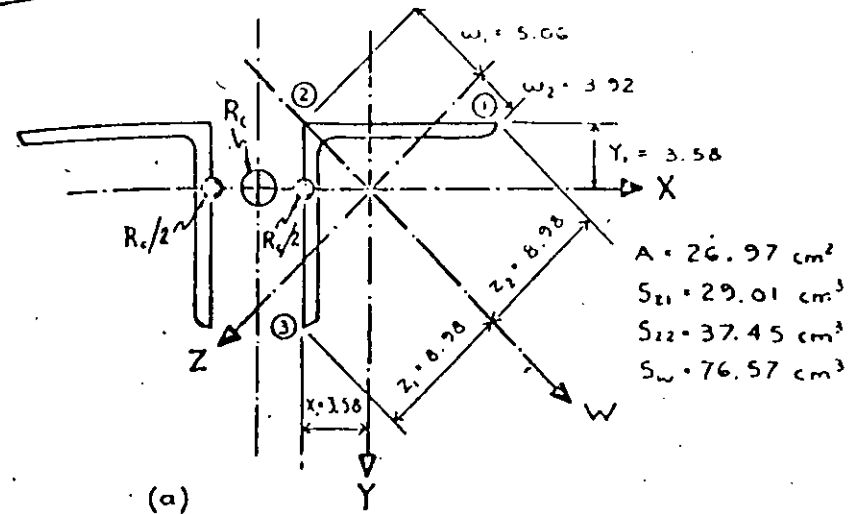
- I $0/H \leq 0.3$ $C_1 = 4.0$ $D/B = 1.75$ REAJUSTADO
- II $0/H = 1.0$ $C_1 = 1.4$ D/B REAJUSTADO
- III — $C_1 = 0.7$ NORMAL
- IV — $C_1 = 4.35$ $D/B = 1.57$ NORMAL



Curvas de esfuerzos críticos de los tipos de pandeo posible vs. la longitud de los ejes



Curva de esfuerzos críticos de los tipos de pandeo posible vs. la longitud de los especímenes de



$R_c = 86\,560 \text{ Kg.}$
 $N_{ADM} = R_c / FC = 86\,560 / 1.4 = 61\,829 \text{ Kg.}$
 $M_w = (N_{ADM} / 2) Y_1 \cos 45^\circ = 78\,246 \text{ Kg cm.}$
 $M_z = M_w = 78\,246 \text{ Kg cm.}$

VALOR DEL ESFUERZO EN LOS PUNTOS 1, 2 y 3:
 $f_1 = -N_{ADM} / 2A + M_z / S_{x2} + M_w / S_w = 1965 \text{ kg/cm}^2$
 $f_2 = -N_{ADM} / 2A - M_z / S_{x1} = -3843 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_3 = -N_{ADM} / 2A + M_z / S_{x2} - M_w / S_w = -79 \text{ Kg/cm}^2$

SEGÚN LA HIPÓTESIS DE DISEÑO EL ESFUERZO ES UNIFORME Y TIENE UN VALOR DE -1146 Kg/cm^2

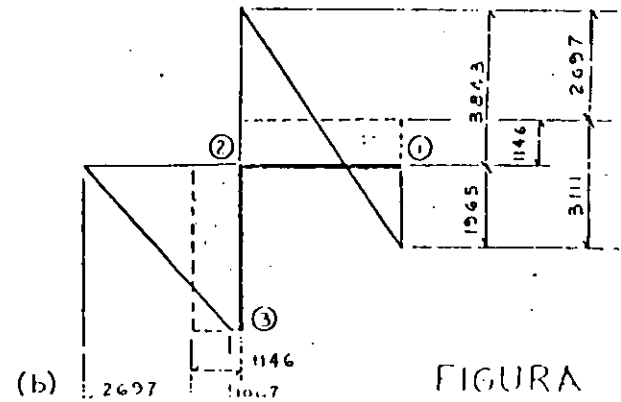
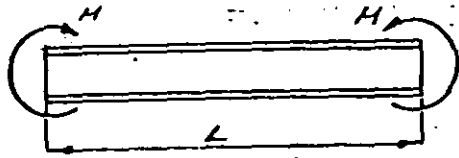


FIGURA 19



$$M_c = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y G K_T + E^2 C_0 \frac{\pi^2 I_y}{L^2}}$$

$$M_c = \frac{E A C_0 F_R}{L I_y} \quad (13)$$

$$M_c = \frac{4.7 E A d C_0 F_R}{(L I_y)^2} \quad (14)$$

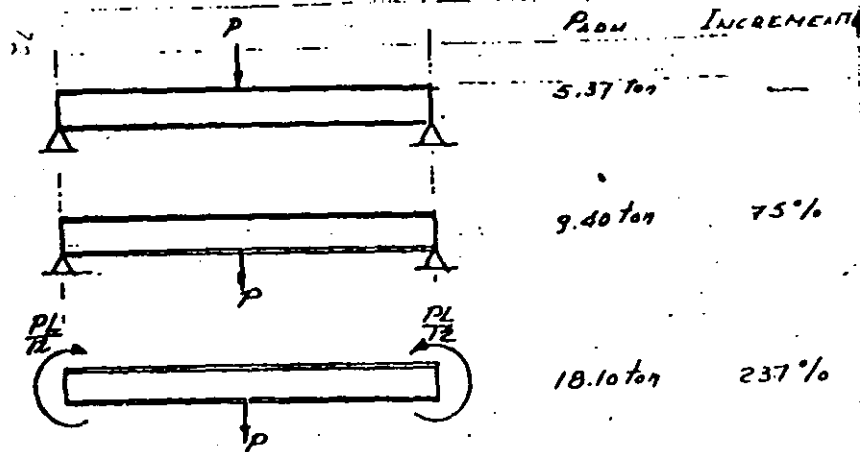


FIG 20

PREQUALIFIED WELDED JOINTS
Complete penetration groove welds

| Single bevel groove weld (S1) | | Saw groove (S2) | | T-joint | | | |
|-------------------------------|-------------------|----------------------|----------------|--------------------|-------|-------------------------|------|
| Welding process | Joint designation | Base metal thickness | | Groove preparation | | Prequalified joint type | Code |
| | | T ₁ | T ₂ | Bevel | Angle | | |
| SMAW | S 100 | U | U | Bevel | 45° | A1 | A1 |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| GMAW | S 100 GF | U | U | Bevel | 45° | A1 | A1 |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| Single bevel groove weld (S1) | | Saw groove (S2) | | T-joint | | | |
| Welding process | Joint designation | Base metal thickness | | Groove preparation | | Prequalified joint type | Code |
| | | T ₁ | T ₂ | Bevel | Angle | | |
| SMAW | S 100 | U | U | Bevel | 45° | A1 | A1 |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| GMAW | S 100 GF | U | U | Bevel | 45° | A1 | A1 |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| SMAW | S 100 S | U | U | Bevel | 45° | A1 | A1 |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |
| | | | | Bevel | 30° | | |

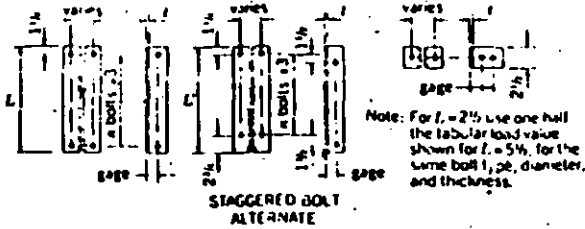
JUNTAS SOLDADAS PRECALIFICADAS.

FIGURA 21

FRAMED BEAM CONNECTIONS

Bolted

TABLE B Allowable loads in kips



73

| TABLE B A Bolt Shear ^a | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------|--------|-----|-------------------|--------|------|-------------------|------------------|-----|------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| For bolts in bearing-type connections with standard or slotted holes. | | | | | | | | | | | | | | |
| Bolt Type | | A325-N | | | A490-N | | | A325-X | | | A490-X | | | |
| F_u (ksi) | | 71 | | | 78 | | | 58 | | | 60 | | | |
| Bolt Diam. d (in) | | 3/4 | 1/2 | 1 | 3/4 | 1/2 | 1 | 3/4 | 1/2 | 1 | 3/4 | 1/2 | 1 | |
| Angle Thickness t (in) | | 3/8 | 1/2 | 3/4 | 3/8 | 1/2 | 3/4 | 3/8 | 1/2 | 3/4 | 3/8 | 1/2 | 3/4 | |
| L (in) | L' (in) | | | | | | | | | | | | | |
| 2 1/2 | 31 | 10 | 186 | 253 | 330 | 247 | 337 | 440 ^b | 265 | 361 | " | 153 | 453 ^c | " |
| 2 1/2 | 28 | 9 | 167 | 227 | 297 | 223 | 303 | 396 ^b | 239 | 325 | " | 118 | 408 ^c | " |
| 2 1/2 | 25 | 8 | 148 | 202 | 264 | 190 | 249 | 357 ^b | 217 | 289 | " | 83 | 363 ^c | " |
| 2 1/2 | 22 | 7 | 130 | 177 | 231 | 173 | 236 | 308 ^b | 196 | 253 | " | 247 | 317 ^c | " |
| 1 1/2 | 19 | 6 | 111 | 152 | 190 | 149 | 202 | 264 ^b | 159 | 216 | 272 ^d | 272 | 272 ^d | 272 ^d |
| 1 1/2 | 16 | 5 | 97 | 126 | 165 | 124 | 168 | 220 ^b | 133 | 180 | 227 ^d | 177 | 227 ^d | 227 ^d |
| 1 1/2 | 13 | 4 | 84 | 101 | 132 | 99 | 135 | 176 ^b | 106 | 144 | 181 ^d | 141 | 181 ^d | 181 ^d |
| 1 1/2 | 10 | 3 | 55 | 75 | 99 | 74 | 101 ^b | 132 ^b | 79 | 108 | 136 ^d | 106 ^d | 136 ^d | 136 ^d |
| 5/8 | 7 | 2 | 37 | 50.5 ^e | 64 | 49.5 | 67.3 ^e | 88 | 53 | 72.2 | 90.6 ^e | 70.7 ^e | 90.6 ^e | 90.6 ^e |

^a Tabulated load values are based on double shear of bolts unless noted. See AISC Specification, Appendix E, for other surface conditions.

^b Capacity shown is based on double shear of the bolts, however, for length L , net shear on the angle thickness specified is critical. See Table II-C.

^c Capacity shown is based on bearing capacity of 1 1/2" and distance [Specification Eq. (16-2)] on A36 angles of thickness specified, however, for length L , net shear on this angle is critical. See Table II-C.

^d Capacity is governed by net shear on angles for lengths L and L' . See Table II-C.

CONEXIONES ESTANDAR.

FIGURA 23

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, altos valores de astrales u otros agentes altamente corrosivos.

5. Fuego y explosiones

Las estructuras deberán protegerse contra el fuego, para evitar pérdidas de resistencia ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependerán de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando restringirlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

6. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)

Pocos son los miembros o conexiones de edificios convencionales que requieren un diseño por fatiga, puesto que las variaciones de cargas en esas estructuras ocurren, en general, un número pequeño de veces, o producen sólo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento o por sismo son poco frecuentes, por lo que no se justifica tener en cuenta consideraciones de fatiga. Sin embargo, hay algunos casos, de los que son típicos los trabes que soportan grúas viajeras y algunos elementos que soportan maquinaria y equipo, en los que las estructuras están sujetas a condiciones de carga que pueden ocasionar fallas por fatiga.

En general, el diseño de elementos estructurales y conexiones que quedarán sometidos a la acción de cargas variables, repetidas un número elevado de veces durante su vida útil, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.

8. FALLA FRÁGIL

Los procedimientos de diseño de estas normas son válidos para aceros y elementos estructurales que tengan un comportamiento dúctil; por tanto, deberán evitarse todas aquellas condiciones que puedan ocasionar una falla frágil, tales como el empleo de aceros con altos contenidos de carbono, la operación de las estructuras a temperaturas muy bajas, la aplicación de cargas que produzcan impacto importante, la presencia excesiva de discontinuidades en forma de muescas en la estructura y las condiciones de carga que produzcan un estado triaxial de esfuerzos en el que la relación entre el cortante máximo y

la tensión máxima sea muy pequeña y sobre todo deberá evitarse la presencia simultánea de varias de esas condiciones.

En los casos, poco frecuentes, en que las condiciones de trabajo puedan provocar fallas de tipo frágil, se emplearán materiales de alta ductilidad que puedan fluir ampliamente en puntos de concentración de esfuerzos, o la estructura se diseñará de manera que los esfuerzos que se presenten en las zonas críticas sean suficientemente bajos para evitar la propagación de las grietas que caracterizan las fallas frágiles.

9. OTROS METALES

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada presente características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla los requisitos de estas Normas Técnicas en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión, relativas a:

Curva esfuerzo-deformación.

Efectos de cargas de larga duración.

Efectos de repetición de cargas.

Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos.

Efecto de soldadura en caso de emplearla.

Posibilidad de corrosión.

10. EJECUCION DE LAS OBRAS

10.1 Dibujos

La fabricación y el montaje de las estructuras se basarán en dibujos de taller y de montaje, preparados de antemano, en los que se proporcionará toda la información necesaria para la fabricación de los elementos que las componen, incluyendo la posición, tipo y tamaño de todas las soldaduras, tornillos y remaches. Se distinguirán claramente los elementos de conexión que se colocarán en taller de los que se pondrán en obra.

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna, y en su elaboración se tendrán en cuenta los

tactos de apoyo y el mismo el tamaño del y mostrar que sean similares a los anteriores.

10.2.1. Enderezado

10.2.1.1. Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 650°C.

10.2.2. Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos se harán, de preferencia, a máquina. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 15 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

10.2.3. Estructuras soldadas

10.2.3.1. Preparación del material

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico se efectuará con sopletes guiados mecánicamente.

10.2.3.2. Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto, cuando esto sea posible, su separación no excederá de 5 mm; si la separación es de 15 mm o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada o que 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de pernos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

Los puntos provisionales de soldadura deberán limpiarse y fundirse completamente con la soldadura definitiva o, de no ser así, deberán removerse con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando sea imposible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí.

10.2.3. Soldaduras de penetración completa.

En placas a tope de grueso no mayor de 8 mm puede lograrse penetración completa depositando la soldadura por ambos lados en posición plana, dejando entre las dos placas una holtura no menor que la mitad del grueso de la placa más delgada, y sin preparar sus bordes.

En todos los demás casos deben biselarse los extremos de las placas entre las que va a colocarse la soldadura, para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o, de no ser así, debe quitarse con un cincel o con otro medio adecuado la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal.

Cuando se usé placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. No es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sujeción para ello se usará, cuando que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de esta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitarse la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

10.2.4. Pre calentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalentarse a la temperatura indicada en la tabla 10.2.1.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido.

TABLA 10.2.1 TEMPERATURA MINIMA DE PRECALENTAMIENTO, EN °C.

| Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura (mm). | Proceso de soldadura | |
|--|--|--|
| | Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno. Aceros DGN B254-1968, DGN B36-1968 y DNG E99-1972 | Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido o arco eléctrico protegido con gases inertes. Aceros DGN B254-1968, DGN B36-1968 y DNG E99-1972 |
| Hasta 19, inclusive | Ninguna | Ninguna |
| Más de 19 a 38, inclusive | 70 | 25 |
| Más de 38 a 64, inclusive | 110 | 70 |
| Más de 64 | 150 | 110 |

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 100°C , debe precalentarse a 200°C como mínimo a la temperatura indicada en la tabla 10.2.1 si esta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura en puntos para armado. Todo el metal base situado a no más de 7.5 cm de distancia de la soldadura, a ambos lados y delante de ella, debe calentarse a la temperatura especificada, la que debe mantenerse como temperatura mínima durante el proceso de colocación del metal de aportación.

10.2.3.5 - Inspección

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los bordes de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los biselés, holguras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente, y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementará por medio de radiografías y/o ensayos no destructivos de otros tipos. En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de soldadura de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas, y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de dos centímetros de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

10.2.4 Estructuras remachadas o atornilladas

10.2.4.1 Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de remaches o tornillos se mantendrán en contacto entre sí rigidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tor-

nillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán estar perfectamente selladas, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria, o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura, y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

A todos los tornillos A325 y A490 se les dará una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 5.3.1. Esa tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca o se revisará por medio de un indicador directo de tensión. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 2800 kg/cm^2 ; en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

10.2.4.2 Colocación de remaches y tornillos ordinarios A307

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, deben llenar totalmente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto completo con la superficie.

Los remaches se colocan en caliente; sus cabezas terminadas deben tener una forma aproximadamente semi-esférica, enteras, bien acabadas y concéntricas con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calientan uniformemente a una temperatura no mayor de 1000°C , la que debe mantenerse a no menos de 540°C durante la colocación.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisará la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros, y posteriormente se comprobará que sus cabezas estén formadas correctamente y se revisarán por medios acústicos y, en el caso de tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas y que se hayan colocado las roldanas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

10.2.4 Agujeros para construcción atornillada o remachada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas normas son: los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo no excederán las indicadas en la tabla 10.2.2. La dimensión nominal se define como el agujero producido por un punzón, taladro, o escariador del tamaño indicado para el agujero.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros sobredimensionados y los alargados están prohibidos en conexiones remachadas.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más tres milímetros (1/8"), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El dado para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm (1/16") menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

No se permite el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción, pero no deben usarse en conexiones por aplastamiento. Se colocarán roldanas endurecidas cuando haya agujeros sobredimensionados en las placas exteriores.

Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier orientación, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Se colocarán roldanas, que serán endurecidas cuando se usen tornillos de alta resistencia, cuando los agujeros alargados cortos estén en una placa exterior.

Los agujeros alargados largos sólo pueden usarse en una de las dos partes que están en contacto en cada superficie de falla individual, tanto en conexiones por fricción como por aplastamiento. Los agujeros pueden tener cualquier orientación en conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Cuando se usen agujeros alargados largos en una placa exterior, deben colocarse roldanas de placa, o una barra continua con agujeros estándar, que tenga un tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. En conexiones con tornillos de alta resistencia, esas roldanas de placa o barras continuas tendrán un grueso no menor de 8 mm, y serán de material de grado estructural, no endurecido. Si, de acuerdo con las normas, se requiere usar roldanas endurecidas con los tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la roldana de placa o la barra.

10.2.5 Tolerancias en las dimensiones

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus

TABLA 10.2.2 DIMENSIONES NOMINALES DE LOS AGUJEROS

| Diámetro del tornillo | | Estándar (Diám) | | Sobredimensionados (Diám) | | Alargados cortos (Ancho × Long.) | | Alargados largos (Ancho × Long.) | |
|-----------------------|-------|-----------------|-------|---------------------------|-------|----------------------------------|-----------------------|----------------------------------|-------------------|
| mm | Pulg. | mm | Pulg. | mm | Pulg. | Pulg. | mm | mm | Pulg. |
| 12.7 | ½ | 14.3 | ⅝ | 15.9 | ⅝ | ⅞ × 1½ | 14.3 × 17.5 | 14.3 × 31.8 | ⅝ × 1½ |
| 15.9 | ⅝ | 17.5 | ⅞ | 20.6 | 1⅜ | 1⅜ × 1¾ | 17.5 × 22.2 | 17.5 × 39.7 | 1⅜ × 1⅞ |
| 19.0 | ¾ | 20.6 | 1⅜ | 23.8 | 1⅞ | 1⅞ × 1 | 20.6 × 25.4 | 20.6 × 47.6 | 1⅞ × 1¾ |
| 22.2 | ⅞ | 23.8 | 1⅞ | 27.0 | 1⅞ | 1⅞ × 1½ | 23.8 × 28.6 | 23.8 × 55.6 | 1⅞ × 2⅜ |
| 25.4 | 1 | 27.0 | 1⅞ | 31.8 | 1⅞ | 1⅞ × 1⅞ | 27.0 × 33.3 | 27.0 × 63.5 | 1⅞ × 2½ |
| ≥ 28.6 | ≥ 1½ | D + 1.5 | D + ⅜ | D + 7.9 | D + ⅞ | (D + ⅜) × (D + ⅝) | (D + 1.5) × (D + 9.5) | (D + 1.5) × (2.5 D) | (D + ⅞) × (2.5 D) |

Exclusivos máximos de los miembros de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La discrepancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

10.2.6 Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2"), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2") y 102 mm (4") pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los párrafos b y c de esta sección). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4") se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los párrafos b y c.
- b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.
- c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

10.2.7 Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deban pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

Además, que se especifique otra cosa, las piezas o acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse, y las que vayan a quedar ancladas en concreto no deben pintarse. Todo material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pincel de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un periodo de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 5 cm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales para ellas.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

10.3 Montaje

10.3.1 Condiciones generales

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

10.3.2 Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

10.3.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente.

ligarse entre sí por medio de tornillos, pernos o cuernos provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas normas, bajo la acción de cargas muertas y los efectos de viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

10.3.4 Tolerancias

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además, las condiciones siguientes:

1. El desplazamiento del eje de columnas adyacentes, cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.
2. El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

Los desplazamientos hacia el exterior se tendrán en cuenta al determinar las separaciones entre edificios adyacentes indicadas en el art. 211 del Título Sexto del Reglamento.

10.3.5 Alineado y plomeado

No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

10.3.6 Ayuste de juntas o compresión en columnas

Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial, remaches o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor de 1.5 mm, pero menor de 6 mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe rellenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

11. ESTRUCTURAS DUCTILES

11.1 Alcance

En este capítulo se indican los requisitos que deben cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q iguales a 4.0 o 3.0, de acuerdo con el capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo.

11.2 Marcos dúctiles

11.2.1 Requisitos generales

Se indican aquí los requisitos que debe satisfacer un marco rígido de acero estructural para ser considerado un marco dúctil. Estos requisitos se aplican a marcos rígidos diseñados con un factor de comportamiento sísmico Q igual a 4.0 o a 3.0, que formen parte de sistemas estructurales que cumplan las condiciones enunciadas en el capítulo 5, partes I y II, de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, necesarias para utilizar ese valor del factor de comportamiento sísmico.

Tanto en los casos en que la estructura está formada sólo por marcos como en aquellos en que está compuesta por marcos y muros o contravientos, cada uno de los marcos se diseñará para resistir, como mínimo, fuerzas horizontales iguales al 25 por ciento de las que le corresponderían si trabajase aislado del resto de la estructura.

La gráfica esfuerzo de tensión-deformación del acero empleado debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento

por deformación. El alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 por ciento.

11.2.2 Miembros en flexión.

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente en flexión. Se incluyen vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, tales que P_u no exceda de $P_r/10$.

11.2.2.1 Requisitos geométricos

Todas las vigas deben ser de sección transversal 1 o rectangular hueca, excepto en los casos cubiertos en el inciso 11.2.5.

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna con la que se conecten.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales de las vigas deben ser tipo 1, de manera que han de satisfacer los requisitos geométricos que se indican en los incisos 2.3.1. y 2.3.2. de estas Normas Técnicas para las secciones de ese tipo. Sin embargo, se permite que la relación ancho/grueso del alma llegue hasta $5300/\sqrt{F_y}$ si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (refuerzo del alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

Además, las secciones transversales deben tener dos ejes de simetría, una vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o un escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o con algún otro objeto. Para los fines de los dos párrafos anteriores, las zonas de formación de articulaciones plásticas se considerarán de longitud igual a un peralte, en los extremos de la viga, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado de la sección en la que aparecerá, en teoría, la articulación plástica, en zonas intermedias.

En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , es menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, F_y , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga propiamente dicha o en sus cubreplacas, en zonas de formación de articulaciones plásticas.

11.2.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en los que se supondrá que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a los momentos plásticos resistentes del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y evaluados tomando el esfuerzo de fluencia del material igual a $1.25 F_y$. Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas transversales que obran sobre el miembro, multiplicadas por el factor de carga.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia F_R igual a 0.70, en lugar del valor de 0.90 especificado en el artículo 3.3.3.

Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante debe evaluarse teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

11.2.2.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Además, la distancia entre cada una de estas secciones y la siguiente sección soportada lateralmente no será mayor que $L_p = 1250 F_y / \sqrt{F_c}$. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. La expresión anterior es válida para vigas de sección transversal I o H, flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder el valor de L_n calculado de acuerdo con el inciso 3.3.2.2.

Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

11.2.3 Miembros en flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros que trabajan en flexocompresión, en los que la carga axial de diseño, P_d , es mayor que $P_y/10$. La mayoría de estos miembros son columnas, pero pueden ser de algún otro tipo; por ejemplo, las vigas que forman parte de crujeas contraventeadas de marcos rígidos han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

11.2.3.1 Requisito geométrico

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte-ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

11.2.3.2 Resistencia mínima en flexión

Las resistencias en flexión de las columnas que concurren en un nudo deben satisfacer la condición dada por la ec. 5.8.5 del inciso 5.8.5 de estas Normas Técnicas, con las excepciones que se indican en ese inciso.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, pero reduciendo el factor de resistencia F_R utilizado en flexocompresión de 0.9 a 0.7.

11.2.3.3 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c (F_{yc} - f_c)$. El significado de las literales que aparecen en esta expresión se explica con referencia a la ec. 5.8.5 del inciso 5.8.5.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en el inciso 11.2.3.2, la revisión por fuerza cortante se realizará con la fuerza de diseño obtenida en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia de 0.70.

11.2.4 Uniones viga-columna

Las uniones viga-columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8, "Conexiones rígidas entre

vigas y columnas", de estas Normas Técnicas, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

11.2.4.1 Contraventeo

Si en alguna junta de un marco dúctil no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

11.2.5 Vigas de alma abierta (armaduras)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se desea emplear vigas de alma abierta (armaduras) en marcos dúctiles. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de este capítulo.

Las armaduras pueden usarse como miembros horizontales en marcos dúctiles, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo inter-

medio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo. En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.70. Al determinar cuales elementos trabajan en compresión o en flexocompresión habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.
- b) Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente al flujo plástico de las cuerdas.
- c) En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de $0.30 F_c$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

TONNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN LAS CONEXIONES
DE EDIFICIOS ALTOS

Jose Luis Sánchez Martínez

RESUMEN

Se describen las características generales de los tornillos de alta resistencia -- ASTM 325, se mencionan las ventajas de su utilización en edificios altos y se describen las conexiones de un edificio alto de la Ciudad de México; la Torre Pemen.

La mayor parte de las especificaciones relativas a estructuras de acero reconocen como medios de unión entre sus elementos, a los remaches, los tornillos y la soldadura.

Desde hace años, los primeros han caído en desuso y se puede decir que actualmente han desaparecido ya en la práctica. Esto se ha debido al uso creciente de la soldadura y a la aparición de los tornillos de alta resistencia que sustituyen -- con ventaja a los remaches.

Los tornillos de alta resistencia basan su capacidad en el hecho de que pueden -- ser sometidos a una gran fuerza de tensión controlada que aprieta firmemente los elementos de la conexión.

Las ventajas de este apriete firme se conocen desde hace tiempo, pero su aplicación práctica en estructuras proviene de 1951 en que se publicaron las primeras normas para regir su utilización. Desde entonces los tornillos de alta resistencia se han venido utilizando en forma creciente en EE. UU. y en la última década, también en México.

A partir de 1951, las normas relativas a estos tornillos se han modificado varias veces para poder incluir los resultados de las investigaciones que, en forma casi continua, se han venido realizando en torno a ellos.

Los primeros tornillos de alta resistencia que se desarrollaron y aún los más -- comúnmente usados son los A-325; posteriormente y con objeto de contar con capacidades aún mayores, se desarrollaron los A-490, ambos se obtienen de aceros al -- carbón tratados térmicamente.

Los tornillos A-490 se marcan con su nombre en la cabeza y con la leyenda 2H o DH en la tuerca.

Las últimas normas reconocen 3 tipos distintos de tornillos A325; los tornillos tipo 1 son los originales y cuando se solicitan simplemente tornillos A325 son -- los que se suministran. Son los más utilizados.

Los tornillos tipo 2 (A325) se fabrican con acero martensítico de bajo carbono, -- para distinguirlos se marcan con líneas radiales a 60° en vez de a 120° como los tipo 1.

Los tornillos A325 tipo 3 se caracterizan por tener una alta resistencia a la -- corrosión, suelen usarse con aceros de características similares a ellos. Se mar

con con la leyenda A125 en la cola, la fuerza se marca con el número 1.

En México los únicos usados en forma extensa han sido los tipo 1.

Inicialmente los tornillos de alta resistencia consistían en un tornillo, una tuerca, y dos rondines; actualmente las dimensiones de la cabeza y de la tuerca se han diseñado de tal forma que se puede, en muchos casos, prescindir totalmente de las rondinas y usar en los demás, una sola.

El comportamiento de una junta con tornillos de alta resistencia se puede visualizar mediante la observación de los resultados de una prueba carga-deformación en un espécimen típico (Fig. 1).

Se define una zona de comportamiento lineal (zona I) que termina en el instante en que se produce un deslizamiento de los tornillos con carga prácticamente constante (zona II) y que está controlado por el diámetro del agujero, al hacer contacto con sus bordes; el tornillo toma nuevamente carga y se reinicia un comportamiento nuevamente lineal (zona III); esta zona termina al iniciarse el comportamiento inelástico (zona IV) que termina con la falla de la junta.

Teniendo en cuenta el comportamiento mencionado se distinguen dos tipos de juntas con tornillos de alta resistencia: las juntas de fricción y las juntas de aplastamiento.

Las primeras se caracterizan por que la transmisión de las fuerzas que actúan en la conexión se logra únicamente por la fricción que se desarrolla entre los elementos que la constituyen.

En estas juntas el deslizamiento entre las piezas que se unen no es aceptable; se considera que el deslizamiento equivaldría a la falla, si bien, los coeficientes de seguridad contra el deslizamiento se aceptan pequeños pues las consecuencias de su ocurrencia no son graves.

La magnitud de la fricción depende de la fuerza de tensión en el tornillo y de las características de la superficie de los elementos que se conectan.

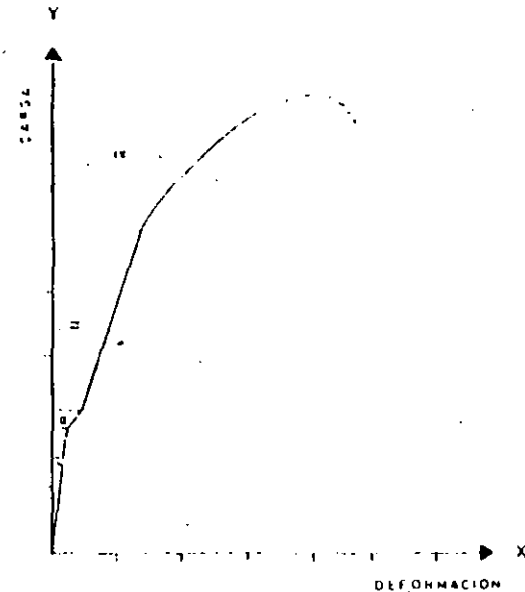
Aunque es claro que en juntas de fricción los tornillos no trabajan en esfuerzo cortante, tradicionalmente se ha venido estableciendo un esfuerzo cortante permisible ficticio para la determinación del número de tornillos que se requieren en una junta; esto ha permitido tratar el diseño de juntas con tornillos de fricción con los mismos criterios con que, durante mucho tiempo, se han proporcionado las juntas remachas.

Las conexiones de fricción se especifican como necesarias en todos aquellos casos en que se esperan inversiones de esfuerzos y en los que, en condiciones de trabajo, el deslizamiento se considera indeseable.

Hay ocasiones en que la inversión de esfuerzos no ocurre y en que, al colocar los tornillos, la carga muerta los presiona contra los lados del agujero, entonces el trabajo de la junta puede ser por aplastamiento y por cortante y se presentan -- entonces las conexiones llamadas de aplastamiento.

Si bien, también en estas juntas, la tensión inicial en el tornillo, que es la misma que en juntas de fricción, produce una fricción que probablemente podría tomar las cargas de trabajo esta, en realidad, no se requiere. En estas juntas se puede sacar ventaja de la resistencia de los tornillos, sobre todo si se logra --

85



COMPORTAMIENTO DE JUNTAS CON
TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

FIGURA 1

que la rosca se encuentre fuera de los planos de corte. Con el fin de lograr esto en lo posible, los tornillos de alta resistencia tienen una rosca bastante corta.

Para mantener la fricción es necesario que las superficies estén libres de todo elemento que la disminuya, se prohíbe por ello, que haya aceite, pintura, óxido, etc. Dada la importancia de este hecho, las últimas normas reconocen nueve condiciones distintas en que se pueden encontrar las superficies de la junta y asocian a cada una de ellas un esfuerzo permisible diferente, reconociendo las diferencias existentes en el coeficiente de fricción.

Sea en juntas de fricción o en juntas de aplastamiento, los tornillos de alta resistencia deben colocarse de modo que queden sometidos a una fuerza mínima de tensión especificada.

Esta fuerza es de aproximadamente el 70% de la resistencia a tensión del tornillo, se denomina carga de prueba y es normalmente algo menor al límite de proporcionalidad del tornillo.

La tensión especificada se puede dar haciendo uso de un indicador directo de tensión o usando cualquiera de otros dos métodos que también se especifican en las normas y que se basan en el hecho de que la tensión en el tornillo se puede relacionar con dos cantidades observables, el alargamiento del tornillo y el giro de la tuerca.

El primero de estos métodos consigue la tensión usando llaves calibradas, el segundo dando el giro especificado a la tuerca.

El método de la llave calibrada implica el ajuste frecuente de la llave con un dispositivo capaz de medir la tensión en tornillos típicos de la conexión, ya que el ajuste pierde precisión con facilidad porque las condiciones de distintas juntas son muy diferentes entre sí; se especifica que la calibración se realice una vez por cada día de trabajo y por cada diámetro o lote de tornillo que se utilice, aún en el caso de que se aprieten juntas similares.

Se exige también, cuando se usa este método, que se coloque una rondana bajo la parte del tornillo que se acciona con la llave, con objeto de minimizar las irregularidades en la tensión producida que, inevitablemente, existen al utilizar este procedimiento.

El método del giro de la tuerca requiere un control de la colocación de los tornillos más simple que el anterior y es por ello, más recomendable.

Consiste, en términos generales, en apretar, en una primera etapa, todos los tornillos con una llave normal de tuercas, hasta el esfuerzo máximo de un hombre y a ensaqueada, dar a la tuerca 1/2 vuelta adicional; posteriormente, el giro debe ser mayor.

Ha sido posible determinar experimentalmente la relación que existe entre la rotación de la tuerca y el alargamiento y la tensión en el tornillo, con el fin de haber realizado una cantidad importante de pruebas, en ellas se ha observado que la resistencia a tensión en un tornillo es menor cuando esta tensión se da girando la tuerca que cuando se da en forma directa, esta es la razón de que la carga de prueba se fije sólo en un 70% de la resistencia a tensión directa.

El uso de tornillos de alta resistencia en edificios altos resulta sumamente atractivo por las importantes ventajas que se obtienen durante el montaje; su colocación resulta sencilla, su supervisión fácil y, ante todo, puede lograrse una seguridad de construcción que no se consigue con ningún otro sistema.

Este tipo de consideraciones, entre otras, decidieron el uso de tornillos de alta resistencia en las conexiones de campo de la estructura para la "Torre de México", el edificio de mayor altura actualmente en la Ciudad de México.

Se buscó, en aras de la simplicidad, colocar el menor número de tornillos posibles, utilizándolos en secciones en que los esfuerzos no fueran máximos, haciendo los trabajar en la mayor parte de los casos en cortante doble y utilizando placas de aplastamiento.

Resistencia de pernos A325 en conexiones por aplastamiento
(Las roscas están fuera de los planos de corte)

| Diámetro Pulg. (cm) | Área (cm ²) | Esf. Perm. (Kg/cm ²) | FUERZA CORTANTE ADMISIBLE (TON) | | | Esp. de la placa central para aplast. no crítico | |
|------------------------|----------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|-------------------|-------------------|--|--------------|
| | | | Cortante Simple | Cortante Doble | Cortante Doble | | |
| 3/4 (1.90) | 2.85 | 2109 | 6.0 | 8.0 | 12.0 | 16.0 | 1.03 (7/16") |
| 7/8 (2.22) | 3.88 | 2109 | 8.2 | 10.9 | 16.4 | 21.8 | 1.20 (1/2") |
| 1 (2.54) | 5.06 | 2109 | 10.7 | 14.2 | 21.4 | 28.4 | 1.38 (9/16") |
| 1 1/8 (3.17) | 6.41 | 2109 | 13.5 | 18.0 | 27.0 | 35.9 | 1.55 (5/8") |
| 1 1/4 (3.17) | 7.91 | 2109 | 16.7 | 22.2 | 33.4 | 44.9 | 1.72 (3/4") |

Aplastamiento. Resistencia al aplastamiento -

$$\frac{A}{Dt} (1.5 F_u) = 87 Dt \text{ (Kips, pulg.)}$$

$$\text{Resistencia al cortante doble} = 2 \times \frac{5D^2}{4} \times 10$$

$$87 Dt = 15D^2, \quad t = \frac{15D}{87} \quad D = 0.542 D$$

Si el grueso de la placa central es igual o mayor que 0.542 veces el diámetro del perno, el aplastamiento no es crítico.

Comprobación.

$$\text{Resistencia al aplastamiento de un perno } \phi 1" \text{ en placa de } 9/16" = 2.54 \times 1.43 \times 6116 = 22215 \text{ kg} = 22.2 \text{ ton} > 21.4$$

El sistema estructural escogido para el edificio mencionado, si bien ha sido ya utilizado con éxito en otros países, no se había aplicado en México a edificios altos; consiste en proporcionar, en las fachadas de la construcción, grandes armaduras que constituyen los elementos estructurales más importantes. En el sentido longitudinal proporcionan en este caso, la totalidad de la resistencia ante fuerzas horizontales; en el sentido transversal las armaduras de las fachadas proporcionan un porcentaje importante de esa resistencia y el resto la dan una serie de marcos rígidos continuos. (Figs. 2 y 3).

Los elementos de la estructura son perfiles I constituidos por tres placas soldadas que se unen entre sí dando lugar a las conexiones típicas que se describen en seguida.

1.- Uniones entre los elementos de las armaduras de fachada.-

Son elementos que trabajan a tensión o a compresión, las diagonales se unen a las columnas, previamente montadas, conectándose a placas previas para este efecto y soldadas de taller a las columnas.

La totalidad de la fuerza se transmite con tornillos en juntas de aplastamiento, a cortante doble, que conservan la zona roscada fuera del plano de corte. El número de tornillos se distribuye entre el alma y los patines del perfil que se conecta en forma proporcional a su área.

En las figuras 4 a 8 se muestra esquemáticamente una conexión entre columnas, diagonales y traveses correspondiente a una esquina del edificio. En la fig. 9 se presenta un fragmento del plano de fabricación correspondiente a la misma unión.

2.- Conexiones entre tramos de columnas.-

Los extremos de los tramos de columna se cepillan de modo que su contacto sea lo más perfecto; siendo los esfuerzos en muchos casos básicamente de compresión, la carga podría transmitirse por apoyo directo, se utiliza siempre, sin embargo, un número mínimo de tornillos para tomar pequeños esfuerzos de cortante y para mantener las piezas firmemente en su posición durante el montaje.

En algunas columnas de la periferia, al actuar las fuerzas sísmicas se presentan importantes esfuerzos de tensión haciendo a los tornillos, naturalmente, indispensables; de hecho, en este caso las conexiones se diseñaron para un 125% de la fuerza calculada. La fig. 10 presenta una conexión de este tipo.

3.- Uniones trabe-columna en marcos continuos.-

Las columnas llevan unido a ellas, de taller, un pequeño tramo de trabe que, dadas sus dimensiones, no dificulta el montaje y permite realizar la unión de campo en una sección en que los esfuerzos no son máximos, tal como puede observarse en el diagrama de momentos flexionantes de la fig. 11, que es típico.

La transmisión de momento es a través de los patines con placas sobre y bajo ellos para obtener una conexión de cortante doble.

La transmisión de cortante es por el alma y en este caso es de cortante simple. -- (fig. 12).

En la fig. 13 puede observarse, en planta, que en el sentido longitudinal no se forman marcos, llega una trabe secundaria a la columna y se conecta a ella solo por alma en una unión libremente apoyada.

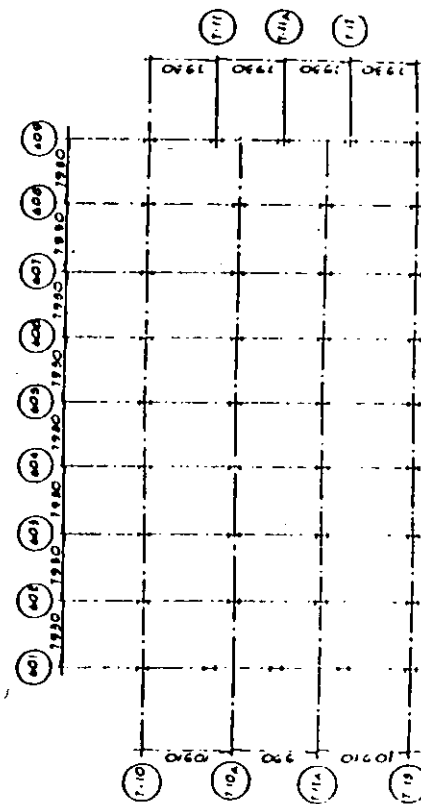


FIGURA 2

EJES T-103-T-13 EJES 601,600 EJES 602 603 EJES 604
607,608 600 1 608

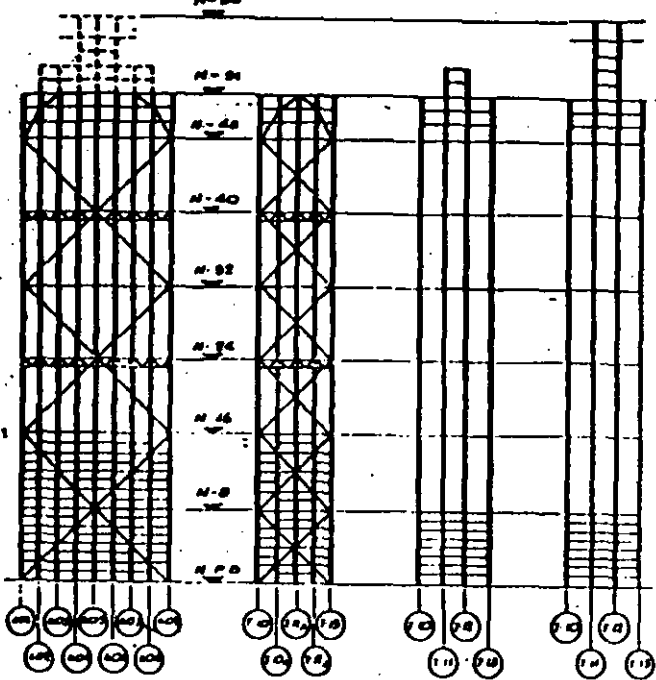
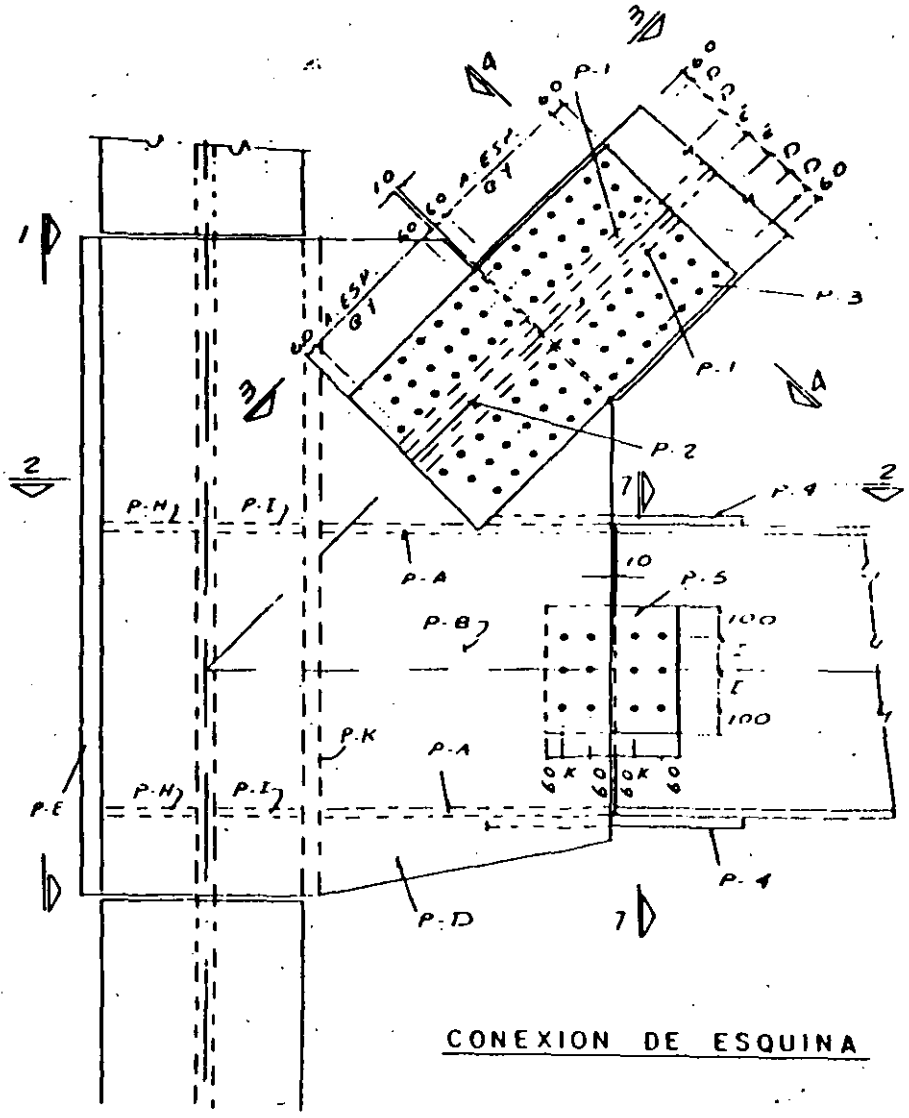


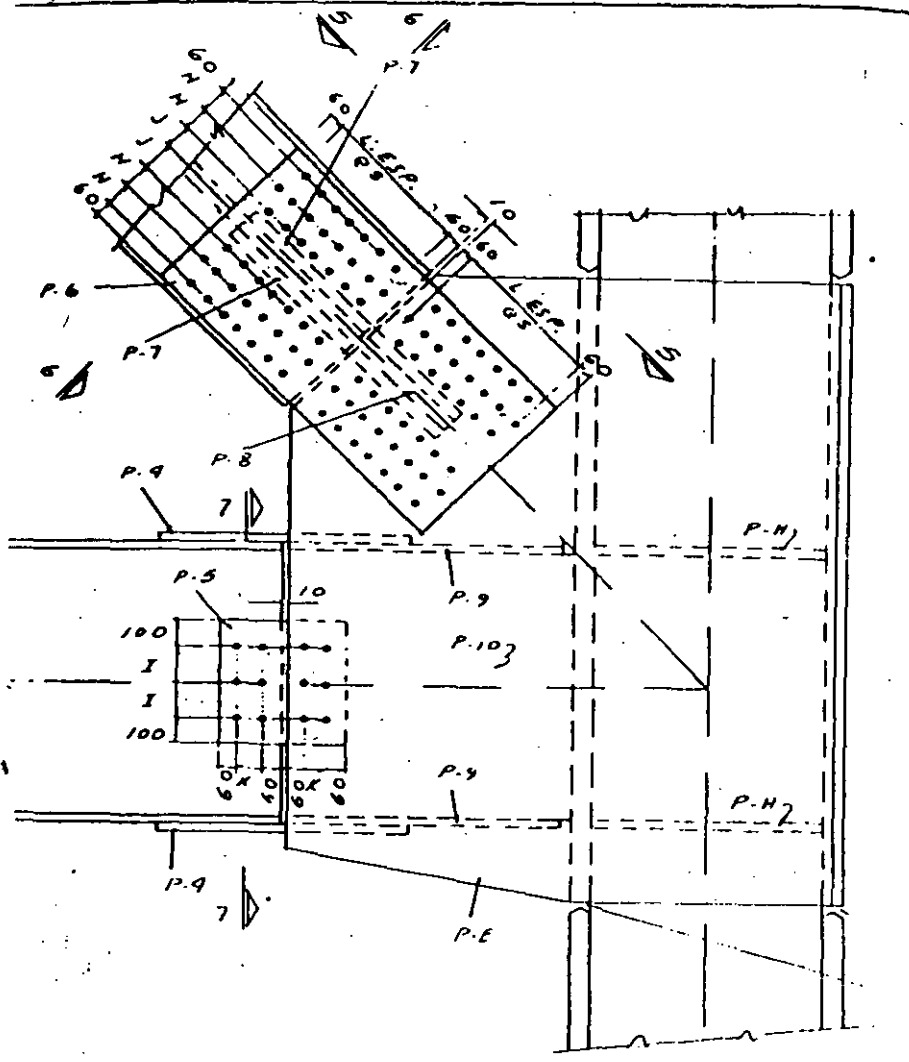
FIGURA 3



CONEXION DE ESQUINA

FIGURA 4

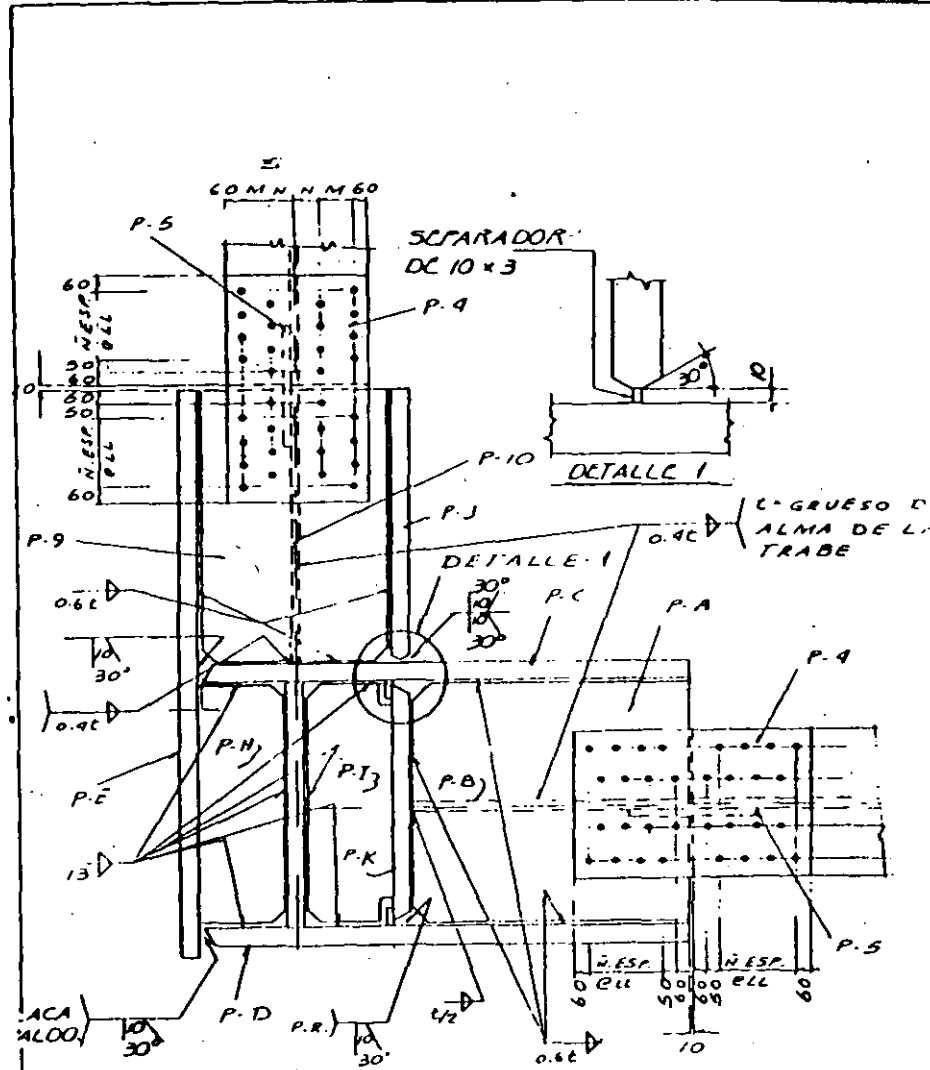
88



VISTA 1-1

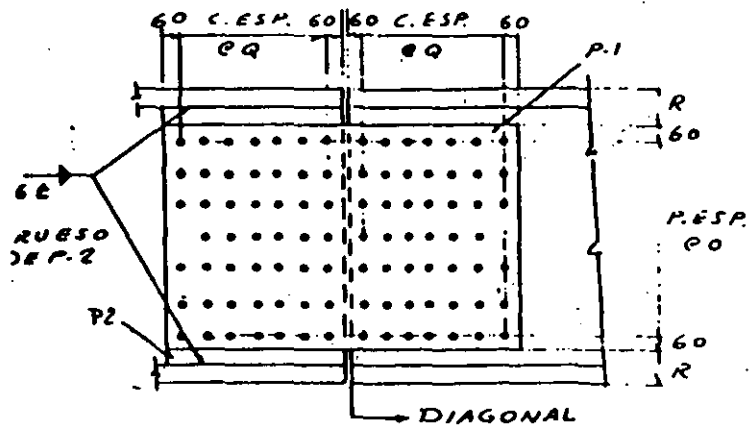
FIGURA 5

87



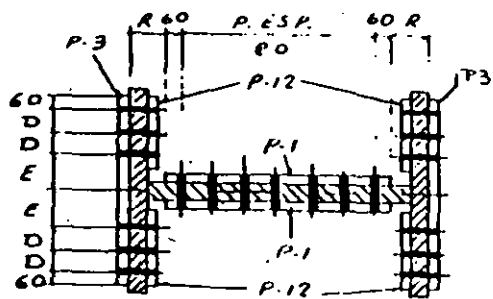
CORTE 2-2

FIGURA 6



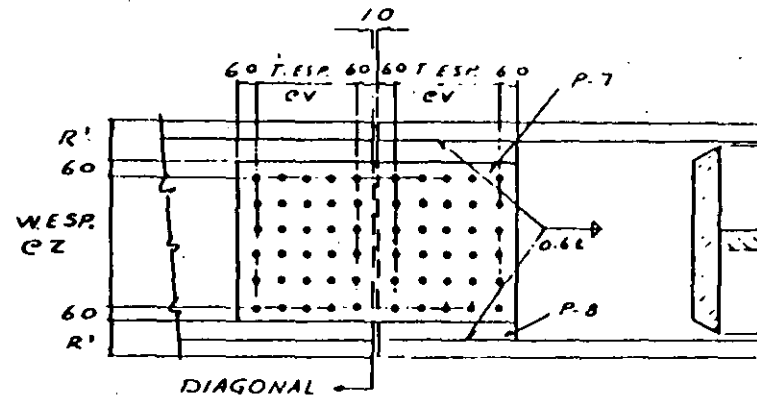
VISTA 3-3

(NO SE MUESTRA P.12 NI P.3)



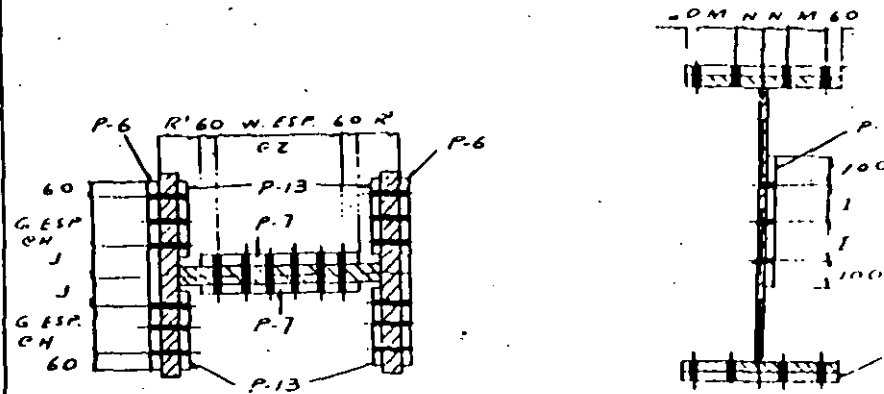
CORTE 4-4

FIGURA 7



VISTA 5-5

(NO SE MUESTRA P.6 NI P.13)



CORTE 6-6

CORTE 7-7

FIGURA 8

06

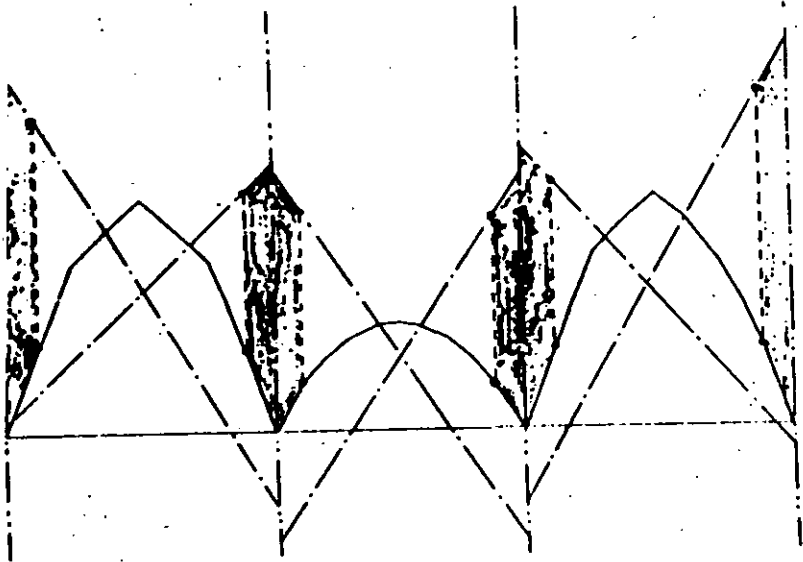
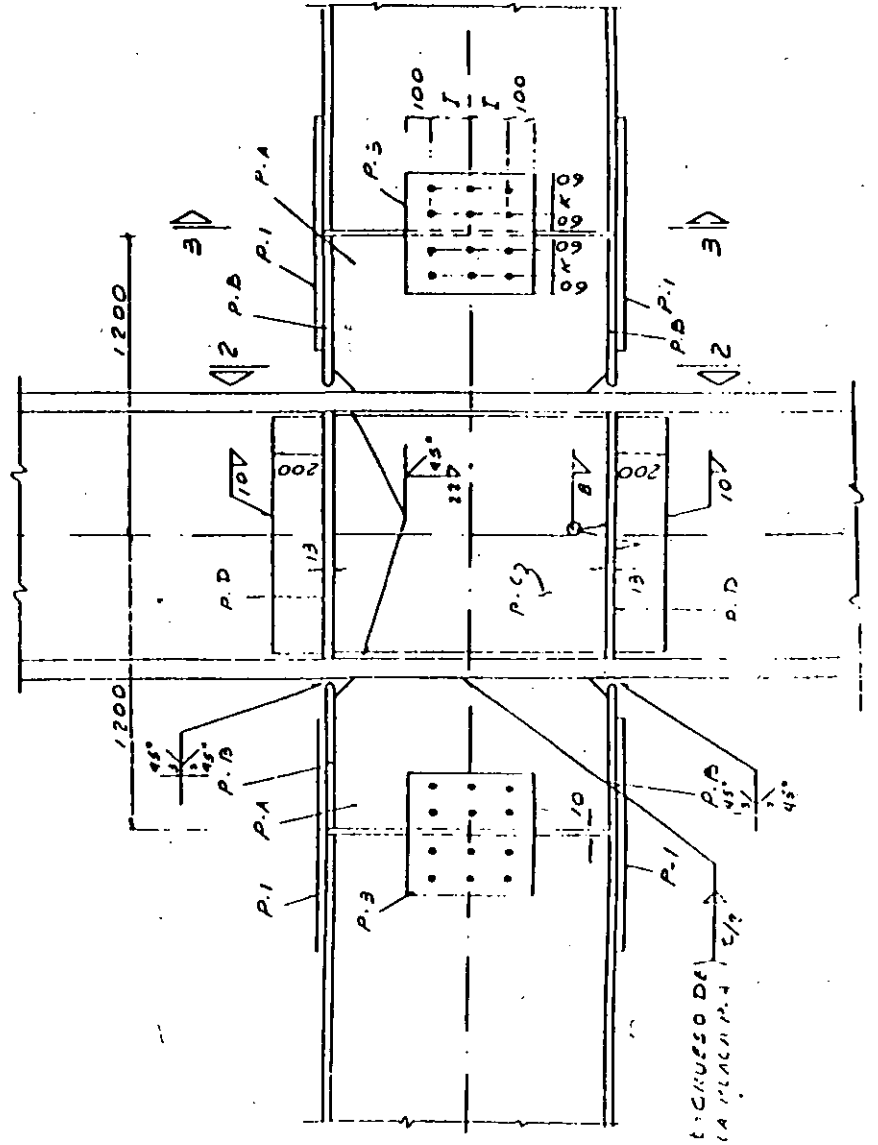


FIGURA II

72



CRUZO DE LA PLACA N. 4 1/2

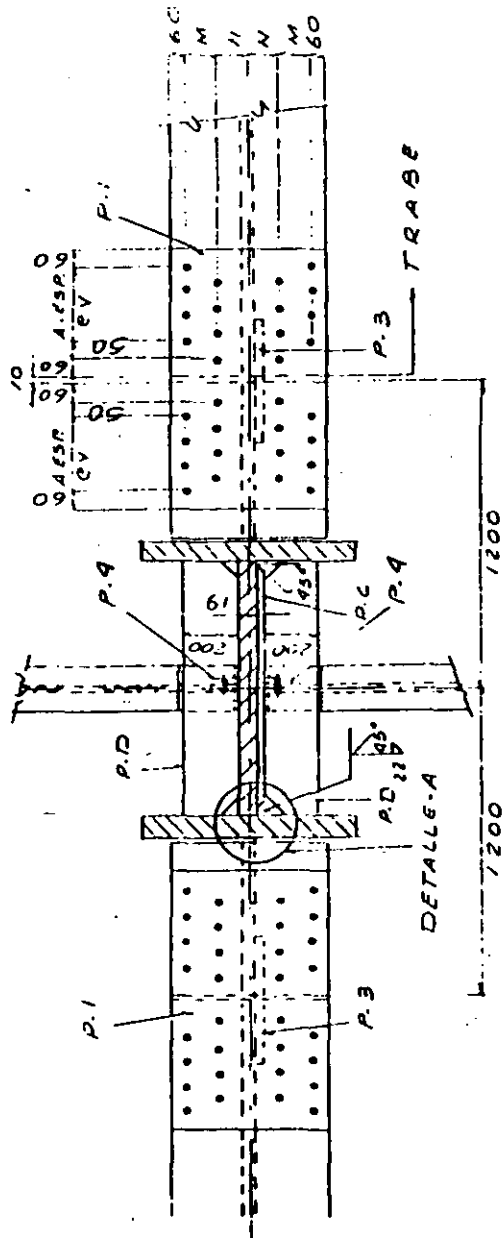


FIGURA 13

56

La predicción del comportamiento de una estructura ante las solicitaciones que actuarán sobre ella, aspecto fundamental para su diseño estructural, está basada en las características que se supone tienen los materiales que la constituyen; debe de comprobarse, por lo tanto, que esta hipótesis se cumpla con un grado de aproximación aceptable.

La comprobación se realiza, en forma por demás simplista, ya que las condiciones reales difícilmente pueden llevarse al laboratorio, mediante pruebas estandarizadas cuya definición debe, en rigor, ser función de las condiciones especiales de cada estructura y del papel que cada material juega en ella.

Como cualquier otro de los materiales, los tornillos requieren un adecuado control de calidad. Las normas, tal como sucede con otros productos de acero, fijan los requerimientos que el fabricante debe llenar para garantizar la calidad de su producto; los resultados de estas pruebas se proporcionan en un certificado que a petición del comprador, debe expedir el fabricante.

Las pruebas, además de la verificación de dimensiones y marcas, son: de composición química, de tensión (o de dureza cuando el tornillo es demasiado corto para someterlo a tensión), y de dureza, que no debe ser mayor que un valor especificado, para asegurar, en forma indirecta, la ductilidad.

Sin embargo es muy recomendable realizar pruebas adicionales definiendo lotes entre los tornillos que se utilizarán. Se define un lote por cada diámetro y longitud de los tornillos que se usen. Las normas de la ASTM recomiendan como número de pruebas a realizar las siguientes:

| No. de Piezas en el lote: | Número de Especímenes |
|---------------------------|-----------------------|
| 800 | 1 |
| 801 a 8000 | 2 |
| 8001 a 22000 | 3 |
| más de 22000 | 5 |

Si cualquiera de los especímenes falla se especifica realizar una nueva prueba con el doble de especímenes y en este caso todos deberán pasarla.

El número de pruebas especificado parece pequeño y es común, en nuestro medio, pedir un número tres o cuatro veces mayor.

| RESISTENCIA A LA TENSION | |
|--------------------------|---|
| Diámetro mm. | Resistencia a la tensión Kg/cm ² |
| 12.7 a 25.4 | 8444 |
| 28.6 a 38.1 | 7390 |

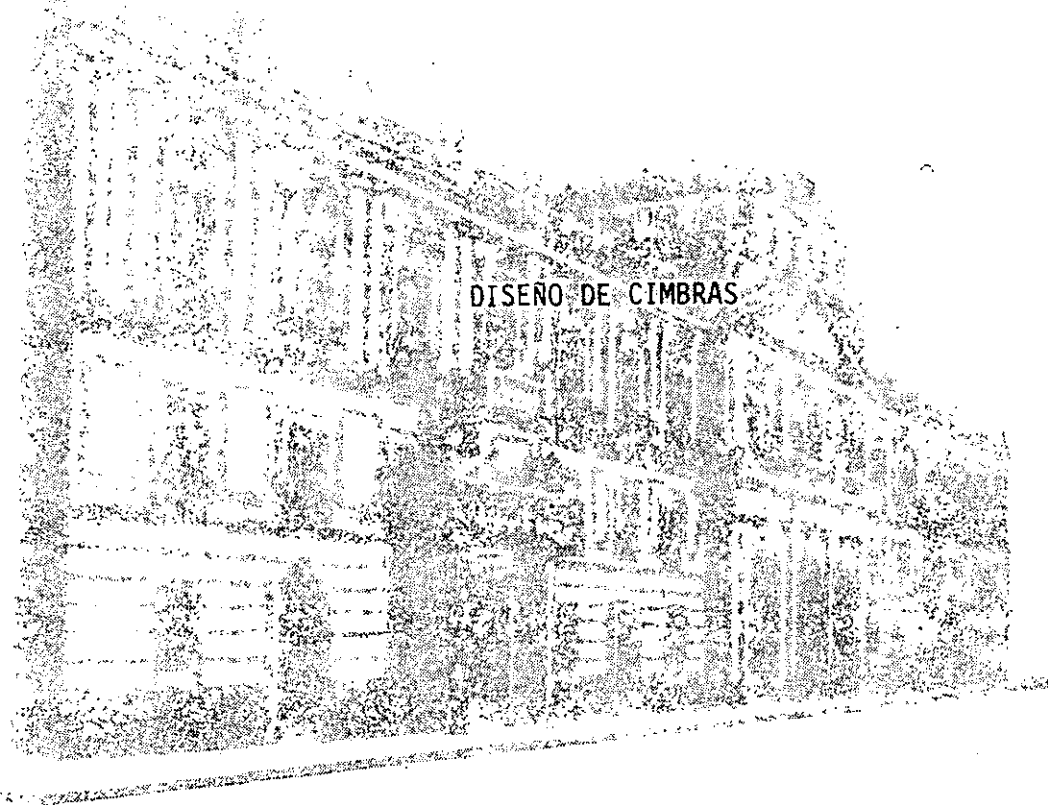


**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSOS ABIERTOS

CURSO: "E D I F I C A C I O N "

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE , 1992



DISEÑO DE CIMBRAS

ING. ORCAR TREJO MARTINEZ

PALACIO DE MINERIA

ASPECTOS FUNDAMENTALES

DEL DISEÑO DE

CIMBRAS Y OBRAS FALSAS

**" UNA CIMBRA PUEDE DEFINIRSE
COMO UNA ESTRUCTURA PROVISIONAL
CUYA FINALIDAD ES SOPORTAR UNA
ESTRUCTURA PERMANENTE DURANTE
SU CONSTRUCCION HASTA QUE ESTA
SEA AUTOSOPORTANTE "**

**ASPECTOS QUE INFLUYEN DE
MANERA SIGNIFICATIVA EN EL COSTO
DE UNA CIMBRA**

**PLANEACION QUE LOGRE EL NUMERO
MAXIMO DE USOS DE CIMBRA**

**DESARROLLO DE ELEMENTOS DE CIMBRA
ECONOMICOS**

**METODOS EFICACES DE COLOCACION DE
CIMBRA Y DESCIMBRADO**

" SEGURIDAD "

**OBJETIVOS FUNDAMENTALES DEL
PROCESO DE DISEÑO DE CIMBRAS**

" CALIDAD "

EN CUANTO A RESISTENCIA, RIGIDEZ,
DIMENSIONES Y ACABADO.

" SEGURIDAD "

TANTO PARA LOS TRABAJADORES COMO
PARA LA ESTRUCTURA DE CONCRETO
MISMA.

" MAXIMA ECONOMIA "

COMPATIBLE CON LA SEGURIDAD
REQUERIDA

ETAPAS DEL PROCESO DE DISEÑO DE CIMBRAS

I. PLANTEO DEL PROBLEMA

**II. COMPARACION TECNICA Y ECONOMICA
DE ALTERNATIVAS**

III. DISEÑO DETALLADO

IV. PLANOS Y ESPECIFICACIONES

PLANTEO DEL PROBLEMA

- a) DIMENSIONES Y TOLERANCIAS
- b) LOCALIZACION DE AGUJEROS Y ACCESORIOS QUE DEBEN QUEDAR ANCLADOS EN EL CONCRETO
- c) TIPO DE ACABADO
- d) NUMERO, LOCALIZACION Y DETALLE DE JUNTAS DE CONSTRUCCION Y EXPANSION
- e) CARGAS VIVAS UTILIZADAS EN EL DISENO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO
- f) CARACTERISTICAS DE CHAFLANES
- g) GEOMETRIA DE FORMAS ESPECIALES (CASCARONES, ETC.)
- h) CONTRAFLECHAS REQUERIDAS
- i) CARACTERISTICAS Y CAPACIDAD DEL EQUIPO PARA LA COLOCACION DEL CONCRETO
- j) CARACTERISTICAS DEL EQUIPO PARA MOVIMIENTO DE MATERIALES (GRUAS, ETC.)
- k) CARACTERISTICAS DE LA MANO DE OBRA DISPONIBLE
- l) RESISTENCIA DEL SUELO SOBRE EL QUE SE APOYARA LA CIMBRA
- m) CLIMA
- n) DATOS SOBRE REPOSICION DE PUNTALES O PIES DERECHOS
- o) CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES DISPONIBLES PARA LA CIMBRA

COMPARACION TECNICA Y ECONOMICA DE ALTERNATIVAS

- a) COSTO INICIAL DE LAS CIMBRAS
- b) NUMERO DE USOS DE LOS COMPONENTES DE CIMBRA QUE PUEDE LOGRARSE Y POSIBILIDAD DE VOLVER A USAR ESTOS COMPONENTES EN OTRAS OBRAS
- c) COSTOS RELATIVOS DE MONTAR LAS CIMBRAS Y DE DESCIMBRAR
- d) EQUIPO Y PERSONAL REQUERIDOS
- e) COORDINACION CON OTROS ASPECTOS DE LA CONSTRUCCION (COLADO DEL CONCRETO, HABILITACION Y COLOCACION DEL REFUERZO, ETC.)

DISEÑO DETALLADO

- a) Aprovechamiento optimo de los materiales disponibles en el mercado.
- b) Aprovechamiento optimo de los distintos elementos de la cimbra. (Diseno balanceado, es decir, procurar que todos los elementos se utilizen a su maxima capacidad.)
- c) Modulacion de los elementos de cimbra.
- d) Facil uso multiple.
- e) Sencillez del procedimiento de construccion.
- f) Facilidad de descimbrado.

EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS DIVERSOS COMPONENTES ESTRUCTURALES DE UNA CIMBRA ABARCA ASPECTOS TALES COMO:

- a) Determinacion de las acciones externas o cargas que actuan sobre las cimbras.
- b) Analisis de los efectos de las cargas sobre los componentes estructurales de la cimbra. (Determinacion de las acciones internas: fuerzas axiales, momentos, fuerzas cortantes.)
- c) Dimensionamiento de los componentes de manera que se garantice una seguridad razonable y un comportamiento adecuado. Esto debe hacerse de acuerdo con las normas vigentes en la localidad donde se este construyendo la obra.

PLANOS Y ESPECIFICACIONES

Suelen prepararse tres tipos de planos:

- a) Planos de conjunto, que ilustren el concepto general del sistema de cimbra propuesto.
- b) Planos de montaje, que indiquen como debe ensamblarse la cimbra.
- c) Planos de detalle, en los que se incluyan los datos que va a requerir el carpintero que fabrica la pieza o componente en cuestion. A veces resulta practico hacer un dibujo para cada componente.

DATOS QUE DEBEN FIGURAR EN LOS PLANOS DE CIMBRA

- a) Geometria, tolerancias y características resistentes de los componentes de la cimbra
- b) Cargas vivas consideradas en el diseno
- c) Temperatura, rapidez y secuencia de colocacion del concreto supuestas en el analisis de cargas y presiones
- d) Metodo de compactacion del concreto
- e) Capacidad del terreno supuesta al dimensionar los apoyos de la cimbra
- f) Peso del equipo movil que puede circular sobre la cimbra
- g) Diagramas de contraflechas
- h) Tipo y numero de accesorios
- i) Secuencia de retiro de moldes y pies derechos
- j) Detalles de reapuntalamiento
- k) Detalles de los sistemas de rigidizacion (anclajes, diagonales, etc.)
- l) Localizacion de inclusiones y accesorios diversos
- m) Detalles y localizacion de juntas de expansion o construccion

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LAS CIMBRAS

CARGAS VERTICALES

CARGAS MUERTAS

Debida al peso propio de la cimbra entre 15 y 75 kg/m²

Debida al peso del concreto fresco y ref. 2400 kg/m³

CARGAS VIVAS

Debidas al peso de obreros, equipo, vehiculos para transporte, colocacion y compactacion del concreto, tendidos diversos para facilitar la circulacion y materiales almacenados temporalmente sobre la cimbra.

TITULO SEXTO, CAP. V. ART. 200 R.C.D.F.

"150 kg/m² y una concentracion de 150 kg en el lugar mas desfavorable

COMITE ACI-347

"245 kg/m² sin uso de equipo motorizado y 370 kg/m² cuando se usa equipo motorizado para el transporte del concreto"

CARGAS LATERALES

I . PRESION LATERAL DEL CONCRETO FRESCO FACTORES QUE INFLUYEN:

- a) Peso del concreto
- b) Rapidez de colocacion del concreto
- c) Vibrado
- d) Temperatura del concreto
- e) Otras variables que influyen en menor grado son: la consistencia del concreto, la cantidad y colocacion del refuerzo, el tamano de los agregados, la geometria y dimensiones del elemento y la rugosidad de la cimbra.

II . FUERZAS DEBIDAS A VIENTO, SISMO, FRENAJE DEL EQUIPO MOVIL, FALTA DE VERTICALIDAD DE SOPORTES .

- a) 150 kg/m del lado de la losa
- b) 2 % de la carga muerta total, distribuida como carga uniforme a lo largo de la losa.

RECOMENDACIONES DEL COMITE ACI-347

(APLICABLES A CONCRETOS ORDINARIOS DE PESO VOLUMETRICO 2.4 Ton/m³, REU=10 cm VIBRADO INTERNO NORMAL, SIN PUZOLANAS NI ADITIVOS)

PARA COLUMNAS

$$P = 730 + \frac{4500 R}{0.56T + 10}$$

$$P < 14600 \text{ Kg/m}^2$$

$$P < 2400 \text{ h}$$

PARA MUROS

$$P = 730 + \frac{45000 R}{0.46T + 10} ; R < 2 \text{ m/hr}$$

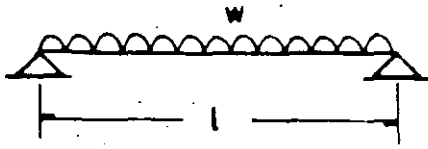
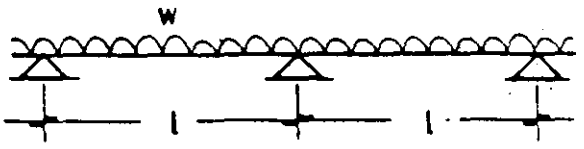
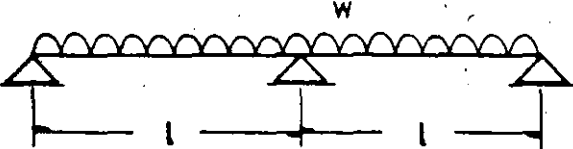
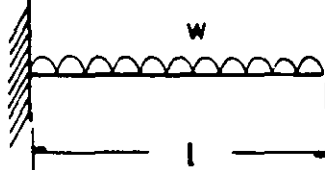
$$P = 740 + \frac{14000(4.7+R)}{0.56T + 10} ; 2 < R < 3 \text{ m/hr}$$

$$P = 2400 \text{ h} ; R > 3 \text{ m/hr}$$

PARA ESTOS CASOS SE DEBE CUMPLIR:

$$P < 10000 \text{ Kg/m}^2$$

$$P < 2400 \text{ h}$$

| VIGA SIMPLEMENTE APOYADA | VIGA CONTINUA DE TRES ó MAS CLAROS |
|---|--|
|  $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{8} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = \frac{wl}{2} \quad (\text{kgf})$ |  $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{10} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{1}{145} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = 0.6 wl \quad (\text{kgf})$ |
| VIGA CONTINUA DE DOS CLAROS IGUALES | VIGA EN VOLADIZO |
|  $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{8} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{1}{185} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = \frac{5}{8} wl \quad (\text{kgf})$ |  $M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{2} \quad (\text{kgf-cm})$ $\Delta_{\text{máx}} = \frac{1}{8} \frac{wl^4}{EI} \quad (\text{cm})$ $V_{\text{máx}} = wl \quad (\text{kgf})$ |

OBSERVACIONES:

LAS CARGAS UNIFORMES w DEBEN ESTAR EN kgf/cm (SI LA CARGA ESTA DADA EN ton/m, MULTIPLIQUE POR 10 PARA CONVERTIRLA A Kg/cm).

LAS LONGITUDES DEBEN ESTAR EN cm, LOS MOMENTOS DE INERCIA EN cm^4 Y EL MODULO DE ELASTICIDAD E EN kgf/cm^2 .

Fig. 1. FORMULAS DE VIGAS PARA DISEÑO DE CIMBRAS.

PRINCIPIOS DE DISEÑO

**RECOMENDACIONES
COMITE ACI-347**

**RECOMENDACIONES
RCDF-NTC. MADERA**

DEFLEXIONES

$$\Delta_{MAX} = L / 360$$

$$\Delta_{MAX} = L / 240 \quad ; \text{ SI } L < 3.5 \text{ M}$$

$$\Delta_{MAX} = L/240 + 0.5 \text{ cm} \quad ; \text{ SI } L > 3.5 \text{ M}$$

FLEXION

$$M_R = f \cdot S$$

$$M_R = F_R \cdot f_{FU} \cdot S \cdot \phi$$

f = Esfuerzo Permisible en flexión

$$F_R = 0.8$$

S = Módulo de sección = $b d^2 / 6$

$$f_{FU} = \text{Esfuerzo de Diseño en flexión} \\ = f'_{FU} \cdot K_M \cdot K_D \cdot K_C \cdot K_R \cdot K_{CL}$$

K__ = Factores de Modificación

S = Módulo de Sección = $b d^2 / 6$

ϕ = Factor de Estabilidad Lateral

CORTANTE

$$U = f_v \cdot b \cdot h / 1.5$$

$$U_R = F_R \cdot f_{vU} \cdot b \cdot d / 1.5$$

f_v = Esfuerzo Permisible en
Cortante

$$F_R = 0.7$$

b, h = Dimensiones de la Sección
Transversal del Elemento

$$f_{vU} = \text{Esfuerzo de Diseño a Cortante} \\ f_{vU} = f'_{vU} \cdot K_M \cdot K_D \cdot K_C \cdot K_R \cdot K_V$$

K__ = Factores de Modificación

b, d = Dimensiones de la Sección
Transversal del Elemento

ASPECTOS FUNDAMENTALES

DEL DISEÑO DE

ESTRUCTURAS DE MADERA

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

| | Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm ²) |
|-----------|---|
| Grupo I | > 120 000 |
| Grupo II | 85 000 – 119 000 |
| Grupo III | 50 000 – 84 000 |

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

**EJEMPLOS DE LAS ESPECIES MAS
COMUNMENTE COMERCIALIZADAS**

(NOMBRES COMUNES)

**ANGIOSPERMAS, LATIFOLIADAS U
HOJOSAS.**

GRUPO I

CHICOZAPOTE
CENCERRO
PUCTE'
RAMÓN
ENCINO BLANCO O
ENCINO ROBLE

GRUPO II

MACHICHE
AGUACATILLO
CANSHÁN
T'ZALAM
ENCINO ROJO

GRUPO III

BARÍ
LAUREL
PRIMAVERA
PASA'K
AMAPOLA
AILE

GIMNOSPERMAS O CONIFERAS

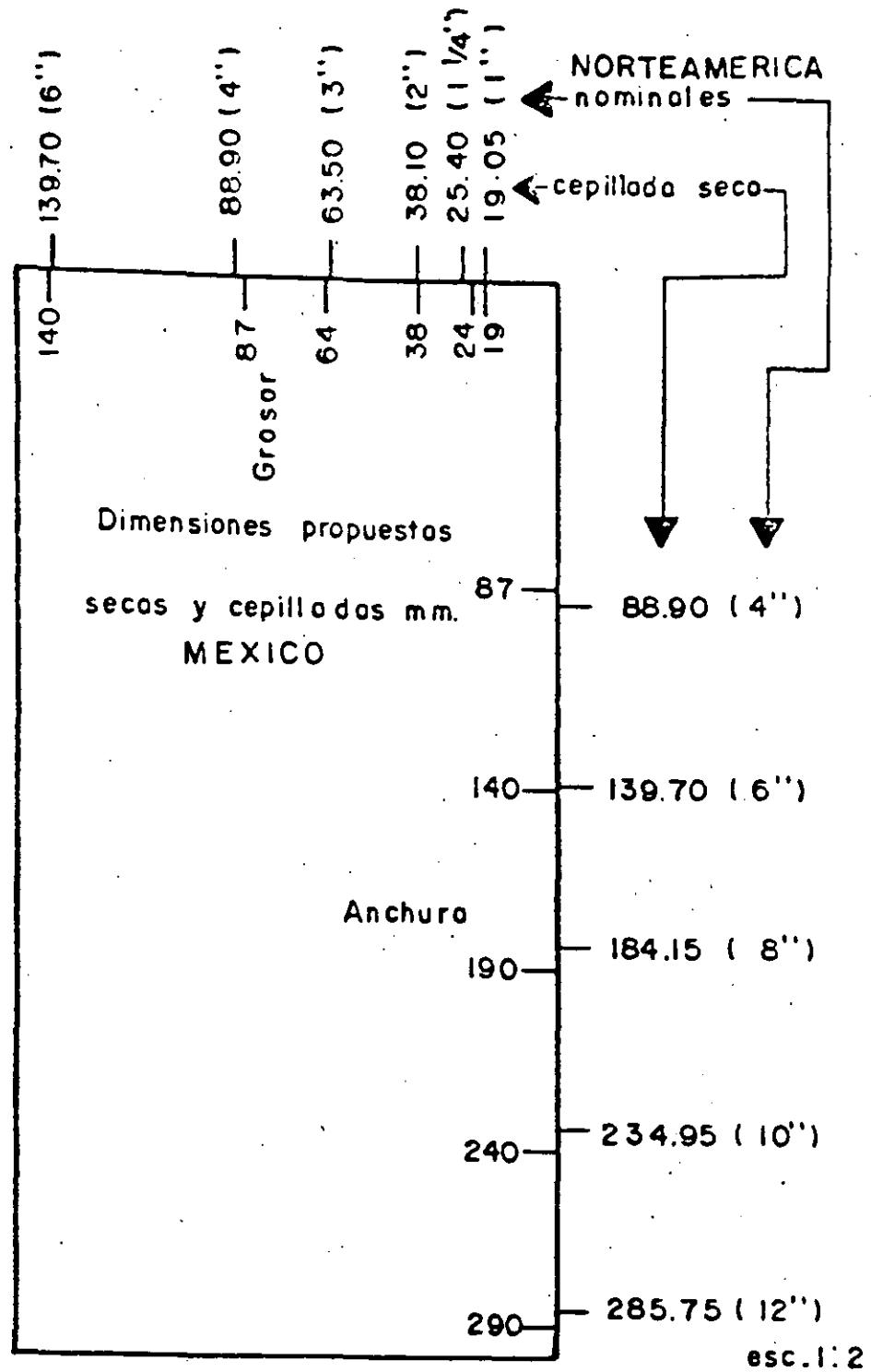
PINO
OYAMEL
CIPRES
ABETO
SABINO
CEDRO BLANCO

**DIMENSIONES ESTANDAR PARA MADERA
ASERRADA Y CEPILLADA (MM)**

(NOM-C-224-1983)

| ANCHO GROSOR | 87 | 140 | 190 | 240 | 290 |
|-------------------------|-----------|------------|------------|------------|------------|
| 19 | X | X | X | | |
| 24 | X | X | X | X | X |
| 38 | X | X | X | X | X |
| 64 | X | X | X | X | X |
| 87 | X | X | X | X | X |
| 140 | X | X | X | X | X |

**LARGO: 2440, 3050, 3660, 4270, 4870, 5480
6100**



CORRESPONDENCIA ENTRE MEDIDAS NOMINALES EN PULGADAS, MEDIDAS ESTANDAR SEGUN NOM-C-224-1983.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

| | | CLASE | |
|---|------------|---------|--------|
| | | A | B |
| Flexión | f'_{fu} | 170 | 100 |
| Tensión paralela a la fibra | f'_{tu} | 115 | 70 |
| Compresión paralela a la fibra | f'_{cu} | 120 | 95 |
| Compresión perpendicular a la fibra | f'_{nu} | 40 | 40 |
| Cortante paralelo a la fibra | f'_{vu} | 15 | 15 |
| Módulo de elasticidad promedio | $E_{o..o}$ | 100 000 | 80 000 |
| Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil | $E_{o..o}$ | 65 000 | 50 000 |

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES LATIFOLIADAS (kg/cm²)

| | | GRUPO | | |
|---|------------|---------|---------|--------|
| | | I | II | III |
| Flexión | f'_{fu} | 300 | 200 | 100 |
| Tensión paralela a la fibra | f'_{tu} | 200 | 140 | 70 |
| Compresión paralela a la fibra | f'_{cu} | 220 | 150 | 80 |
| Compresión perpendicular a la fibra | f'_{nu} | 75 | 50 | 25 |
| Cortante paralelo a la fibra | f'_{vu} | 25 | 20 | 12 |
| Módulo de elasticidad promedio | $E_{o..o}$ | 160 000 | 120 000 | 75 000 |
| Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil | $E_{o..o}$ | 120 000 | 85 000 | 50 000 |

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS, MODULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

| | | |
|--|------------|---------|
| Flexión | f'_{fu} | 190 |
| Tensión | f'_{tu} | 140 |
| Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas) | f'_{tu} | 90 |
| Compresión | | |
| En el plano de las chapas | f'_{cu} | 160 |
| Perpendicular al plano de las chapas | f'_{nu} | 25 |
| Cortante | | |
| A través del grosor | f'_{vu} | 20 |
| En el plano de las chapas | f'_{ru} | 5 |
| Módulo de elasticidad promedio | $E_{o..o}$ | 105 000 |
| Módulo de rigidez promedio | $G_{o..o}$ | 5 000 |

**TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION
DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA
Y MADERA CONTRACHAPADA, F_R**

| ACCION | PRODUCTO | |
|---|---------------|----------------------|
| | Madera maciza | Madera contrachapada |
| Flexión | 0.8 | 0.8 |
| Tensión paralela | 0.7 | 0.7 |
| Compresión paralela y en el plano de las chapas | 0.7 | 0.7 |
| Compresión perpendicular | 0.9 | 0.9 |
| Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas | 0.7 | 0.7 |

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION POR HUMEDAD (APLICABLES CUANDO CH \geq 18% \pm 2%), k_h

| Concepto | k_h |
|---|-------|
| Madera maciza de coníferas | |
| Compresión paralela a la fibra | 0.80 |
| Compresión perpendicular a la fibra | 0.45 |
| Cortante | 0.85 |
| Madera maciza de latifoliadas | |
| Compresión paralela a la fibra | 0.80 |
| Compresión perpendicular a la fibra | 0.45 |
| Cortante | 0.85 |
| Módulo de elasticidad | 0.80 |
| Madera contrachapada | |
| Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas | 0.80 |
| Módulos de elasticidad y rigidez | 0.85 |

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA MACIZA DE CONIFERAS, k_{cl}

| Regla de clasificación (Según NOM-C-239-1985) | k_{cl} |
|---|----------|
| (I) Para valores especificados de resistencia | |
| Regla general (1) | 0.80 |
| Reglas especiales (2) | 1.00 |
| Regla industrial (3) | 1.25 |
| (II) Para valores de módulo de elasticidad | |
| Regla general (1) | 0.90 |
| Reglas especiales (2) | 1.00 |
| Regla industrial (3) | 1.15 |

- (1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref 2
- (2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 x 87 mm y 87 x 190 mm
- (3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA) ⁽¹⁾, k_d

| Condición de carga | k_d |
|---|-------|
| Carga continua | 0.90 |
| Carga normal: carga muerta más carga viva | 1.00 |
| Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente $<$ 5%) | 1.25 |
| Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%) | 1.33 |
| Carga muerta más carga viva más impacto | 1.60 |

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES QUE TENGAN UN PERALTE, d , MENOR O IGUAL A 140 mm), k_p

| Concepto | k_p |
|---|-------|
| Flexión | 1.25 |
| Tensión y Compresión paralelas a la fibra | 1.15 |
| Módulo de elasticidad | 1.10 |
| Todos los demás casos | 1.00 |

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO, k_a

| Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm) | 1.5 | 2.5 | 4.0 | 5.0 | 7.5 | 10.0 | 15.0 |
|--|-------|------|------|------|------|------|------|
| | o | | | | | | o |
| | menor | | | | | | más |
| k_a | 1.80 | 1.40 | 1.25 | 1.20 | 1.15 | 1.10 | 1.00 |

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

DIRECTORIO DE ALUMNOS

CURSO: EDIFICACION

27 DE ENERO AL 7 DE FEBRERO DE 1992

- | | | |
|--|--|---|
| <p>1.- ACOSTA CAMACHO ROBERTO PRESIDENTE IDEURBAN S.C. B. DURAZNOS 55 2o. PISO COL. B. DE LAS LOMAS DEL. MIGUEL HIDALGO TEL. 251-19-10 OFNA 670-54-51 DOM.</p> | <p>2.- ARELLANO MASTACHE REYES SUPERVISOR DE OBRA ERCION, S. A. TEL. 516-17-78 OFNA 587-70-60 DOM.</p> | <p>3.- ARROYO GARCIA EMILIO SUPERVISOR DE MANTENIMIENTO DIR. GRAL DE OBRAS DE LA UNAM AV. REVOLUCION 2045 COL. SAN ANGEL DEL. ALVARO OBREGON TEL. 502-19-87 OFNA 676-46-40 DOM.</p> |
| <p>4.- AVILA VARGAS AGUSTIN GERENTE TRANSITO CISDY, S. A. DE C. V. TEL. 277-86-32 DOM.</p> | <p>5.- BERRONES AGUILAR LEONARDO NAHUM SUPERVISOR DE OBRA CONSTRUCTORA INMOBILIARIA VIBE S. A. FCO. MIRANDA EDIF. C-21 INT. 14 COL. PLATEROS DEL. ALVARO OBREGON C.P. 01490 TEL. 563-81-46 OFNA 651-19-61 DOM.</p> | <p>6.- CARDOSO VEGA ENRIQUE DIRECTOR TOPOGRAFIA Y ARQUITECTURA CARDOSO VEGA 2a. CDA. LAGUDA DE GUZMAN No. 9 COL. ANAHUAC DEL. MIGUEL HIDALGO C.P. 11320 TEL. 396-92-25 OFNA Y DOM.</p> |
| <p>7.- CONSTANTINO SOSA DANIEL TEL. 656-36-92 DOM.</p> | <p>8.- CORREA BARRIENTOS MA. GUADALUPE ESTUDIANTE DE LA UNAM TEL. 650-51-02 DOM.</p> | <p>9.- CRUZ GARNICA HECTOR JEFE DE OFNA DE CUALIFICACION DE MATERIALES H. AYUNTAMIENTO DE ECATEPEC CALLE JUAREZ S/N PALACIO MUNICIPAL COL. ECATEPEC C.P. 55000 TEL. 787-31-00 OFNA 787-26-28 DOM.</p> |
| <p>10.- DAVILA OSORIO ENRIQUE SUPERVISOR ORGANIZACION CARMEL S.C. HOMERO 425-203 COL. POLANCO DEL. MIGUEL HIDALGO C.P. 11550 TEL. 255-24-92 OFNA</p> | <p>11.- DIAZ BOCANEGRA RICARDO JAVIER GERENTE DE PROYECTOS UNITEC, S. C. NORTE # 67 No. 2346 COL. SN. SALVADOR XOCHIMANCA DEL. AZCAPOTZALCO TEL. 396-74-58 OFNA 532-57-20 DOM.</p> | <p>12.- ESPINOSA OLMEDO AGUSTIN CALENTISTA ESTRUCTURAL ORGANIZACION CARMEL S. C. HOMERO # 425-203 COL. POLANCO DEL. MIGUEL HIDALGO C.P. 11550 TEL. 255-24-92 OFNA 593-60-28 DOM.</p> |
| <p>13.- FRAGOSO OLVERA LUIS GONZALO RESIDENTE GENERAL UNITEC NORTE 67 2346 COL. SN. SALVADOR XOCHIMANCA DEL. AZCAPOTZALCO TEL. 396-60-88 OFNA</p> | <p>14.- GONZALEZ GARCIA ALFREDO COORDINADOR DE PROYECTOS TELECOMUNICACIONES DE MEXICO AV. DE LOS TELECOMUNICACIONES S/N COL. EJIDOS DEL MORAL DEL. IZTAPALAPA TEL. 691-88-61 OFNA 674-41-14 DOM.</p> | <p>15.- GUTIERREZ MUÑOZ MAURO SUPERINTENDENTE DE OBRA CONSTRUCTORA AT S. A. DE C. V. BENJAMIN FRANKLIN 235 COL. ESCANDON DEL. MIGUEL HIDALGO TEL. 515-40-99 OFNA</p> |

16.- ISLAS MARQUEZ LUIS MANUEL
ESTRUCTURISTA
CHAVEZ Y MUÑOZ INGENIEROS CIVILES
QUINTANA ROO # 141 COL. HIPODROMO CONDESA
DEL. CUAUHEMOC
TEL. 584-41-45 OFNA
529-25-63 DOM.

17.- LEON OVIEDO EFREN
DIRECTOR
INTEUSA
CALLE 61 # 98 COL. PUEBLA
DEL. VENUSTIANO CARRANZA
TEL. 654-18-44 DOM.

18.- MEDRANO COLORADO JOSE LUIS
TELECOMUNICACIONES DE MEXICO
PLAZA VILLA MADRID NO. 1 10o. PISO
COL. ROMA MEXICO D. F.
TEL. 207-57-59 OFNA
207-64-07 OFNA
207-65-36 OFNA

19.- NAVA GONZALEZ JOSE EDUARDO
JEFE DE OFICINA DE SUPERVISION
TELECOMUNICACIONES DE MEXICO
AV. DE LAS TELECOMUNICACIONES S/N
COL. EJIDO DEL MORAL DEL. IZTAPALAPA
TEL. 692-08-53 OFNA
654-17-71 DOM.

20.- NAVARRO SALGADO IGNACIO
JEFE UNICO
ESTRUCTURACIONES METALICAS
AV. REVOLUCION No. 108 COL. CD. LERMA
EDO. DE MEXICO
TEL. 677-29-90 OFNA

21.- PALACIO GONZALEZ MANUEL
SOCIO
DESPACHO ROBERTO CASA ALATRISTE
DURANGO # 81 3o. PISO COL. ROMA
MEXICO D. F.
TEL. 208-12-77 OFNA

22.- PEÑA ARENAS RAUL
TECNICO
TELEFONOS DE MEXICO
ING. ARTURO RAMIREZ CAMACHO COL. CENTRO
DEL. CUAUHEMOC
TEL. 709-33-36 OFNA
841-43-09 DOM.

23.- PERALTA DIAZ ADOLFO
CUBICACION DE OBRA
DESPACHO ARQ. EDUARDO TOLEDO GARCIA
NAPOLIS # 38-12 COL. JUAREZ
DEL. CUAUHEMOC
TEL. 207-09-13 OFNA
525-88-40 DOM.

24.- PONCE SALVADOR JESUS
SUPERINTENDENTE CIVIL
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
RODANO # 14 COL. CUAUHEMOC DEL. M. HIDALGO
TEL. 553-71-33 OFNA
398-09-29 DOM.

25.- RAMIREZ ARELLANO JOSE JORGE
SUPERVISOR DE OBRA
TELECOMUNICACIONES DE MEXICO
CALLE DE OAXACA No. 1 (PLAZA VILLA DE
MADRID) COL. ROMA C.P. 06700
TEL. 511-86-49 OFNA
361-45-37 DOM.

26.- RAMIREZ CENTENO JOSE MARTIN
ENCARGADO DE CONTROL TECNICO
INFONAVIT
BARRANCA DEL MUERTO 280 COL. GUADALUPE INN
DEL. ALVARO OBREGON
TEL. 651-94-00 OFNA
EXT. 1254 - 1255

27.- RIVERO DIAZ LUIS MANUEL
AUXILIAR TECNICO
LA PENINSULAR CIA. CONSTRUCTORA S. A. DE C. V.
ACAPULCO No. 62-3 piso COL. ROMA
DEL. CUAUHEMOC
TEL. 211-51-46 OFNA
787-37-22 DOM.

28.- SECURA MORENO MIGUEL
COORDINADOR DE CONSTRUCCION Y PROYECTOS
TECNICAS EN INGENIERIA Y COMPUTACION
AV. UNIVERSIDAD # 482 P.B. 3
COL. VERTIZ NARVARTE DEL. BENITO JUAREZ
TEL. 575-93-23 OFNA
575-93-25 OFNA
523-58-44 DOM.

29.- ROSAS RAMIREZ VICTOR MANUEL
RESIDENTE DE OBRA
GLAXO DE MEXICO S. A.
CALZADA DE XOCHIMILCO COL. HUIPULCO
DEL. TLALPAN
TEL. 673-44-15 OFNA
683-87-01 DOM.

30.- SERRANO ORTIZ LUIS
GERENTE GENERAL
CONSTRUCTORA DAKOTA S. A. DE C. V.
CALLE DAKOTA # 45-7
COL. PARQUE SAN ANDRES DEL. COYOACAN C.P. 04100
TEL. 549-16-90 OFNA
689-45-41 DOM.

31.- SOTRES MARTINEZ PROCORO SALVADOR
DIRECTOR GENERAL
SOTRES Y ASOC. S. A. DE C. V.
JAVIER MARTINEZ VALLE # 841-C
ESCUADRON 201 DEL. IZTAPALAPA C.P. 09060
TEL. 581-36-43 OFNA, DOM.

32.- VAZQUEZ GOMEZ ANTONIO
PROYECTISTA
GRUPO EDITORIAL ULTRAMAR
CALLE LAREDO No. 12 FRACC. EL TEJOCOTE
KM. 315 CARR. MEXICO TEXCOCO EDO. DE MEX
TEL. 91-590-22 OFNA
649-32- DOM.

33.- VILLANUEVA VAZQUEZ PABLO
DEPTO. DE PROYECTOS
FOVI BANCO DE MEXICO
EJERCITO NACIONAL No. 180 7o. PISO
COL. VERONICA ANZUREZ DEL. MIGUEL HIDALGO
TEL. 255-36-44 OFNA
680-58-48 DOM.

34.- ZEPEDA MUÑOZ AÚREA
JEFE DE TALLER
RUANO SIERRA ULLOA ARQUITECTOS
JOSE MA. OLLOQUI 189 P.B.
COL. DEL VALLE DEL. BENITO JAUREZ C.P. 03100
TEL. 534-67-92 OFNA
545-45-04 DOM.

35.- COTA VILLAVICENCIO MIGUEL ANGEL
SUBDIRECTOR
COLEGIO ALBERT EINSTEIN
HIDALGO No. 39 DEL. CHALCO EDO. DE MEXICO
TEL. 91-597-303-37 OFNA
91-597-302-64 DOM.



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

CURSOS ABIERTOS

EDIFICACION

27 de Enero al 7 de Febrero

INSTALACIONES DE GAS

ING. PATROCINIO BECERRIL ALBARRAN

PALACIO DE MINERIA

II. ELABORACION DE PLANOS

(3)

EL PROYECTO DE LAS INSTALACIONES DE GAS CLASES A, B, C y D, DEBERAN REPRESENTARSE EN PLANOS ARQUITECTONICOS, CORTE SANITARIO Y EN UN DIAGRAMA ISOMETRICO, LOS QUE SERAN LEGIBLES Y CONTENDRAN LOS SIGUIENTES DATOS:

PLANTA ARQUITECTONICA.

- a) INDICAR CLASE DE INSTALACION.
- b) UBICACION DEL O DE LOS RECIPIENTES.
- c) TRAYECTORIA DEL TENDIDO DE TUBERIAS (en linea gruesa).
- d) UBICACION DE LOS APARATOS DE CONSUMO (cuando el calentador de agua requiere chimenea, esta debiera dibujarse).
- e) ESCALA EMPLEADA.
- f) EN ASCENSO Y DESCENSO DE TUBERIA, DEBERA SEÑALARSE RESPECTIVAMENTE, STG Y BTG.

NOTA: CUANDO LOS TANQUES SE INSTALEN EN LA AZOTEA, SE DIBUJARA LA PLANTA ARQUITECTONICA DE LA AZOTEA EN DONDE DEBERA APARECER LA UBICACION DE DICHS TANQUES, INDICANDO EL ACCESO A LOS MISMOS

CORTE SANITARIO

OBLIGATORIO SOLAMENTE CUANDO EL CORTE SANITARIO PERMITA LA REPRESENTACION DEL RECIPIENTE Y DE LOS CALENTADORES, O CUALQUIERA DE ELLOS, EN FORMA ESQUEMATIZADA.

- a) UBICACION DEL O DE LOS RECIPIENTES DE GAS.
- b) UBICACION DEL O LOS CALENTADORES DE AGUA.

DIAGRAMA EN PROYECCION.

- a) LA PROYECCION ISOMETRICA SERA DE 30° SOBRE LA HORIZONTAL, SIN ESCALA.
- b) CAPACIDAD DEL RECIPIENTE QUE SE PROYECTA INSTALAR. (solo en caso de recipiente fijo.)
- c) CAPACIDAD Y PRESION DE SALIDA DEL O DE LOS REGULADORES QUE SE PRETENDEN USAR.
- d) INDICAR LOS ADITAMENTOS DE MEDICION, CONTROL Y SEGURIDAD DE LA INSTALACION.
- e) DATOS SOBRE LAS TUBERIAS, DE LLENADO, DE VAPOR Y DE SERVICIO, INDICANDO EL MATERIAL, LONGITUD Y DIAMETROS NOMINALES.
- f) SEÑALAR EL TENDIDO DE TUBERIAS: VISIBLES, OCULTAS EN MUROS O SUBTERRANEAS.

(3)

(2)

INSTRUCTIVO PARA EL DISEÑO DE GAS

DE CONFORMIDAD CON LOS ARTICULOS 27,36 Y DEMAS RELATIVOS DEL REGLAMENTO DE LA DISTRIBUCION DE GAS Y DEL INSTRUCTIVO PARA EL DISEÑO Y EJECUCION DE INSTALACIONES DE APROVECHAMIENTO DE GAS L.P., PUBLICADO EN EL DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACION EL 30 DE JULIO DE 1970, EL USO Y FUNCIONAMIENTO DE LAS INSTALACIONES DESTINADAS AL APROVECHAMIENTO DE GAS L.P. Y NATURAL COMO COMBUSTIBLE PARA NECESIDADES DOMESTICAS, COMERCIALES, INDUSTRIALES Y PARA MOTORES DE COMBUSTION INTERNA, REQUIEREN PREVIA AUTORIZACION DE LA SECRETARIA DE INDUSTRIA Y COMERCIO.

CLASIFICACION

PARA EL EFECTO DEL TRAMITE DE PROYECTOS O DE LAS AUTORIZACIONES DE USO Y FUNCIONAMIENTO DE LAS INSTALACIONES DE APROVECHAMIENTO SE CLASIFICA COMO SIGUE:

- CLASE A.** DOMESTICO, CON RECIPIENTES FIJOS O PORTATILES, QUE ABASTECEN CASA HABITACION.
- CLASE B.** DOMESTICO, LA PARTE DE LA INSTALACION QUE SE ENCUENTRA EN EL INTERIOR DE CADA DEPARTAMENTO O CASA, ABASTECIDA POR UNA INSTALACION DE LA CLASE "D".
- CLASE C.** COMERCIAL, CON RECIPIENTES FIJOS O PORTATILES.
- CLASE D.** DOMESTICO MULTIPLE; LA PARTE DE LA INSTALACION EXTERIOR DE LOS DEPARTAMENTOS O CASAS, EN EDIFICIOS O CONJUNTOS DE EDIFICIOS DE DEPARTAMENTOS, O DE CASAS UNIFAMILIARES, CUANDO NO ATRAVIESEN VIA PUBLICA DE CIRCULACION.
- CLASE E.** CARBURACION PARA MOTORES DE COMBUSTION INTERNA (SOLAMENTE REQUIERE AUTORIZACION DE USO Y FUNCIONAMIENTO).
- CLASE F.** INDUSTRIAL.

NOTA: LAS INSTALACIONES INDUSTRIALES Y LAS REDES DE DISTRIBUCION DE GAS L.P. Y NATURAL, SON MATERIA DE UN INSTRUCTIVO ESPECIFICO; SIN EMBARGO, EN LAS REDES DE DISTRIBUCION A PARTIR DE LA ACOMETIDA, LAS INSTALACIONES CORRESPONDIENTES SE CLASIFICAN DE ACUERDO CON EL CRITERIO ANTERIOR Y SE RIGEN POR ESTE INSTRUCTIVO. SE ENTIENDE POR RED DE DISTRIBUCION DE GAS L.P. O NATURAL TODA INSTALACION QUE IMPLIQUE EL TENDIDO DE TUBERIAS POR VIA PUBLICA DE CIRCULACION

(2)

LOS PLANOS DEBERAN PRESENTARSE POR TRIPPLICADO, A -
COMPANADOS DE UN NUMERO IGUAL DE SOLICITUDES (FORMA DGO-
RP) LAS QUE SOLAMENTE PODRAN SER ADQUIRIDAS POR EL TECNI-
CO RESPONSABLE EN LAS OFICINAS DE LA SECRETARIA DE INDUS-
TRIA Y COMERCIO.

IV. MECANICA PARA OBTENER LA APROBACION DEL PRO- YECTO.

LOS TRAMITES PARA EL EFECTO DE LA APROBACION DE LOS PRO-
YECTOS EN CUESTION SE REALIZARAN EN:

MEXICO, D.F.

SECRETARIA DE INDUSTRIA Y COMERCIO.

DIRECCION GENERAL DE GAS

OFICINA DE APROBACION DE PROYECTOS DE GAS
(cuauhtemoc Núm. 80, Col. Doctores.)

PROVINCIA:

DELEGACION FEDERAL DE LA SECRETARIA DE INDUSTRIA Y
COMERCIO.

SECCION DE GAS.

EL TECNICO RESPONSABLE O UNA PERSONA ACREDITADA QUE
ESTE BAJO SU RESPONSABILIDAD, PRESENTARA EL PROYECTO
ANTE LA OFICINA CORRESPONDIENTE, CON EL OBJETO DE QUE SE FI-
JE EL MONTO DE LOS DERECHOS DE REVISION A CUBRIR, SEGUN DE-
CRETO PUBLICADO EN EL DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACION EL
31 DE ENERO DE 1973. UNA VEZ ELABORADA LA ORDEN DE COBRO,
LA CANTIDAD ANOTADA EN LA MISMA DEBERA SER PAGADA EL
MISMO DIA EN LA CAJA RECAUDADORA DE LA OFICINA FEDERAL DE
HACIENDA CORRESPONDIENTE, DONDE RECIBIRA COMPROBANTE
QUE ACREDITE EL HABER CUBIERTO LA CANTIDAD CONTENIDA
EN EL MISMO, REGRESANDO DESPUES A LA OFICINA DE APROBA-
CION DE PROYECTOS O A LA SECCION DE GAS, A FIN DE ENTREGAR
EL COMPROBANTE ANTES MENCIONADO Y RECIBIR A CAMBIO LA FI-
CHA DE RECEPCION DE PLANOS QUE ACREDITA QUE EL PROYECTO
HA SIDO ENTREGADO A LA SECRETARIA DE INDUSTRIA Y COMERCIO
PARA SU APROBACION CORRESPONDIENTE, Y CON LA CUAL SE PRE-
SENTARA A LOS 2 DIAS HABLES POSTERIORES A LA FECHA DE EN-
TREGA, A RECOGER EL RESULTADO DE LA REVISION

V. COMO OBTENER LA AUTORIZACION DE USO Y FUNCIONAMIENTO DE LA INSTALACION

UNA VEZ CONCLUIDA LA CONSTRUCCION, EL INTERESADO O
LA PERSONA QUE GESTIONE EN SU NOMBRE, DEBERA DAR AVISO
A LA SECRETARIA DE INDUSTRIA Y COMERCIO, DIRECCION GENERAL
DE GAS Y EN SU CASO A LA DELEGACION FEDERAL, DE QUE LA INSTA-
LACION HA QUEDADO CONCLUIDA, MENCIONANDO LA UBICACION DE
LA OBRA Y EL NUMERO Y FECHA CON QUE FUE APROBADO EL PRO-
YECTO EN REFERENCIA, CON EL OBJETO DE QUE SE ENVIÉ PERSONA-
L A CONSTATAR SI LA INSTALACION CUENTA CON LAS MEDIDAS
DE SEGURIDAD SENALADAS EN LOS ORDENAMIENTOS RESPECTI-
VOS Y EN SU CASO EXPEDIR LA AUTORIZACION DE USO Y FUNCIONA-

g) CUANDO REQUIERAN PROTECCION ESPECIAL, INDICAR CO-
MO ESTARAN SUJETAS Y PROTEGIDAS LAS TUBERIAS.

h) INDICAR LOS APARATOS DE CONSUMO, IDENTIFICANDO TIPO
Y GASTOS.

i) RESULTADO DEL CALCULO DE LA CAIDA DE PRESION EN CA-
DA UNO DE LOS TRAMOS DE LA LINEA REPRESENTATIVA
DE LA MAXIMA CAIDA DE PRESION, ASIMISMO SE INDICARA
LA SUMA DE ESTAS.

GENERALES

LOS PLANOS QUE SE PRESENTEN DEBERAN LLENAR LOS
REQUISITOS SIGUIENTES:

a) UN CUADRO EN EL ANGULO INFERIOR DERECHO DONDE SE
INDICARA:

- CALLE Y NUMERO OFICIAL DEL PREDIO, NOMBRE DE LA
COLONIA, FRACCIONAMIENTO, ZONA POSTAL, CIUDAD Y
ENTIDAD FEDERATIVA.
- UBICACION DE LA OBRA.
- FECHA DE LA ELABORACION DEL PROYECTO
- NOMBRE Y FIRMA AUTOGRAFA DEL PROPIETARIO.
- NOMBRE FIRMA AUTOGRAFA Y REGISTRO DE GAS DEL
TECNICO RESPONSABLE REGISTRADO EN ESTA SECRE-
TARIA.

b) COMPLETA CLARIDAD Y DELINEADO CUIDADOSO TANTO DEL
CONJUNTO COMO DE LOS DETALLES.

c) LAS ANOTACIONES Y EXPLICACIONES DEBERAN SER EJECUTA-
DAS CON CARACTERES CLAROS Y BIEN HECHOS, YA SEA USAN-
DO PLANTILLAS O LETRAS DE MOLDE MANUSCRITAS. EN
LAS ACOTACIONES SE USARA INVARIABLEMENTE EL SISTE-
MA METRICO DECIMAL.

d) NOMOSTRAR NINGUN OTRO TIPO DE INSTALACIONES TALES -
COMO DE AGUA POTABLE, SANITARIA, DETALLES DE CONS-
TRUCCION CIVIL Y ELECTRICA.

e) CROQUIS DE LOCALIZACION DE LA OBRA, SEÑALANDO LAS
CALLES ENTRE LAS QUE SE ENCUENTRA EL PREDIO POR
CONSTRUIR.

f) EL ISOMETRICO DEBERA ESTAR INTEGRADO AL PLANO AR-
QUITECTONICO.













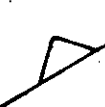



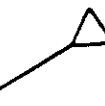

EN TODOS LOS CASOS SE RESPETARAN LOS SIGNOS CONVEN-
CIONALES APROBADOS POR LA DIRECCION GENERAL DE GAS.
CON EL DESEO DE DAR UNA EXPLICACION GRAFICA, SE ANEXA
TRES PLANOS TIPO

III. PRESENTACION DEL PROYECTO.

LOS PLANOS ELABORADOS CONFORME AL PUNTO NUM. II DE ES-
TE INSTRUCTIVO PARA SU APROBACION, DEBERAN PRESENTARSE
DOBLADOS EN TAMAÑO CARTA CON EL CUADRO DE IDENTIFICACION
A LA VISTA.

MIENTO.

SOLO LAS INSTALACIONES DE APROVECHAMIENTO DE GAS QUE CUENTEN CON SU RESPECTIVA AUTORIZACION DE USO Y FUNCIONAMIENTO, PODRAN SER PUESTAS EN SERVICIO. LA CONTRAVENCION A ESTA DISPOSICION SE SANCIONARA DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO EN EL REGLAMENTO DE LA DISTRIBUCION DE GAS.

| | | |
|--|--|---|
|  <p>CALENTADOR ALMACENAMIENTO AUTOMATICO</p> |  <p>ESTUFA 4 QUEMADORES Y HORNO</p> |  <p>ESTUFA 4 QUEMADORES HORNO Y ROSTICERO</p> |
|  <p>HORNO</p> |  <p>ESTUFA 4 QUEMADORES HORNO Y COMAL</p> |  <p>ESTUFA 4 QUEMADORES HORNO, ROSTICERO Y COMAL</p> |
|  <p>CALEFACTOR</p> |  <p>CALENTADOR DE AGUA AL PASO</p> |  <p>CALENTADOR DOBLE AL PASO</p> |
|  <p>CALENTADOR TRIPLE AL PASO</p> |  <p>VAPORERA O BAÑO MARIA</p> |  <p>CAFETERA</p> |
|  <p>INCINERADOR.</p> |  <p>TORTILLADORA SENCILLA</p> |  <p>CALDERA CON QUEMADOR ATMOSFERICO</p> |
|  <p>HORNO INDUSTRIAL CON QUEMADOR ATMOSFERICO</p> |  <p>QUEMADOR</p> |  <p>VALVULA DE SEGURIDAD O RELEVO DE PRESION.</p> |

| | | |
|---------------------------------------|--|--|
| S. T. G. | B. T. G. | |
| SUBE TUBO DE GAS | BAJA TUBO DE GAS | |
| TUBERIA OCULTA | VALVULA DE GLOBO | TUBERIA VISIBLE |
| REGULADOR ALTA | LLAVE DE PASE | REGULADOR BAJA |
| VALVULA DE NO RETRO- CESO SENCILLA | VALVULA DE NO RETRO- CESO DOBLE | LLAVE DE CUADRO CON OREJAS |
| TANQUE FIJO | RIZO | EQUIPO PORTATIL |
| PARRILLA 2 QUEMADORES | CALENTADOR ALMACENA MIENTO MENOS DE 10 RS SA. | PARRILLA 1 QUEMADOR |
| PARRILLA 2 QUEMADORES | CALENTADOR ALMACENA MIENTO MAYOR DE 10 RS SA. | CALENTADOR ALMACENA MIENTO MAYOR DE 10 RS SA. |

(8)

CONSUMOS TIPICOS DE GAS L.P.

1 MECHERO = 0.023 m³/h.

CALENTADORES CAL-O-REX (DEPOSITO)

| M O D | CAP. LTS DEPOSITO. | CAP. A CALIENTE LTS./h A 60° C | CONSUMO GAS m ³ /h | CAPACIDAD |
|---------|-----------------------|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------|
| G - 10 | 38 | 96 | 0.283 | 1 REG CHICA |
| G - 15 | 57 | 136 | 0.283 | 1 REG GDE |
| G - 20 | 76 | 182 | 0.339 | 1 REG o 1 TINA |
| G - 30 | 114 | 195 | 0.339 | 2 REG o 1 REG y 1 TINA |
| G - 40 | 152 | 195 | 0.339 | 3 REG o 2 REG y 1 TINA |
| G - 60 | 228 | 228 | 0.483 | 5 REG o 2 TINAS |
| DE PASO | — | 450 | 0.916 | 3 REG. SIMULTANEAS |

CALCULO DE TANQUES PARA GAS

GASTO/h X 2 hs. DE USO AL DIA

(7)

| Q M ³ /H | TIPO DE MATERIAL | FACTOR DADO POR EL Ø | | | |
|---------------------|------------------|----------------------|--------|--------|--------|
| | | 9.5mm | 12.7mm | 19.1mm | 25.4mm |
| .170 | CR-L | 0.028 | 0.029 | | |
| | CF | 0.133 | 0.028 | | |
| | SALV. | | 0.004 | | |
| .239 | CR-L | 0.086 | 0.017 | 0.003 | |
| | CF | 0.262 | 0.086 | | |
| | SALV. | | 0.009 | 0.003 | |
| .318 | CR-L | 0.099 | 0.030 | 0.008 | |
| | CF | 0.466 | 0.099 | | |
| | SALV. | | 0.016 | 0.004 | |
| .418 | CR-L | 0.172 | 0.022 | 0.002 | |
| | CF | 0.808 | 0.170 | | |
| | SALV. | | 0.027 | 0.007 | |
| .480 | CR-L | 0.228 | 0.069 | 0.011 | |
| | CF | 1.056 | 0.228 | | |
| | SALV. | | 0.036 | 0.010 | |
| .650 | CR-L | 0.418 | 0.128 | 0.020 | |
| | CF | 1.946 | 0.418 | | |
| | SALV. | | 0.066 | 0.018 | |
| .657 | CR-L | 0.423 | 0.128 | 0.021 | 0.008 |
| | CF | 1.987 | 0.419 | | |
| | SALV. | | 0.067 | 0.018 | 0.008 |
| .719 | CR-L | 0.607 | 0.184 | 0.028 | 0.007 |
| | CF | 2.378 | 0.601 | | |
| | SALV. | | 0.080 | 0.022 | 0.008 |
| .889 | CR-L | 0.790 | 0.229 | 0.029 | 0.010 |
| | CF | | 0.788 | | |
| | SALV. | 0.397 | 0.124 | 0.029 | 0.009 |
| .930 | CR-L | 0.949 | 0.287 | 0.042 | 0.011 |
| | CF | 3.979 | 0.939 | | |
| | SALV. | | 0.129 | 0.036 | 0.010 |
| .960 | CR-L | 0.993 | 0.273 | 0.044 | 0.011 |
| | CF | | 0.993 | | |
| | SALV. | 0.484 | 0.141 | 0.038 | 0.011 |
| 1.037 | CR-L | 1.084 | 0.319 | 0.052 | 0.014 |
| | CF | 4.946 | 1.043 | | |
| | SALV. | | 0.169 | 0.045 | 0.012 |
| 1.348 | CR-L | 1.760 | 0.540 | 0.097 | 0.022 |
| | CF | | 1.762 | | |
| | SALV. | 0.895 | 0.297 | 0.076 | 0.021 |
| 1.410 | CR-L | 1.948 | 0.609 | 0.098 | 0.023 |
| | CF | | 1.928 | | |
| | SALV. | | 0.306 | 0.083 | 0.024 |
| 1.440 | CR-L | 2.032 | 0.618 | 0.099 | 0.023 |
| | CF | | 2.011 | | |
| | SALV. | 1.022 | 0.319 | 0.087 | 0.024 |
| 1.500 | CR-L | 2.208 | 0.698 | 0.108 | 0.023 |
| | CF | | 2.163 | | |
| | SALV. | | 0.347 | 0.086 | 0.027 |
| 1.649 | CR-L | 2.488 | 0.808 | 0.121 | 0.028 |
| | CF | | 2.327 | | |
| | SALV. | | 0.419 | 0.114 | 0.028 |
| 1.719 | CR-L | 2.696 | 0.876 | 0.122 | 0.028 |
| | CF | | 2.666 | | |
| | SALV. | | 0.466 | 0.124 | 0.028 |
| 1.890 | CR-L | 2.999 | 1.009 | 0.171 | 0.048 |
| | CF | | 2.964 | | |
| | SALV. | 1.761 | 0.609 | 0.169 | 0.042 |
| 2.100 | CR-L | 4.322 | 1.319 | 0.212 | 0.059 |
| | CF | | 4.278 | | |
| | SALV. | | 0.679 | 0.166 | 0.053 |
| 2.200 | CR-L | 4.782 | 1.437 | 0.222 | 0.061 |
| | CF | | 4.622 | | |
| | SALV. | | 0.746 | 0.209 | 0.059 |
| 3.068 | CR-L | | 2.797 | 0.462 | 0.129 |
| | CF | | | | |
| | SALV. | | 1.469 | 0.328 | 0.112 |

TABLA PARA GASTOS MAYORES DE 3.068 M³/H

| FACTORES DE TUBERIAS = F | | | | |
|--------------------------|-------|--------|---------|---------|
| Ø | PLG. | SALV. | CR-L | C.FLEX. |
| 9.5 | 3/8 | 0.403 | 0.960 | 4.600 |
| 12.7 | 1/2 | 0.1640 | 0.297 | 0.970 |
| 19.1 | 3/4 | 0.042 | 0.048 | |
| 25.4 | 1 | 0.012 | 0.0127 | |
| 38.0 | 1 1/4 | 0.0028 | 0.0044 | |
| 50.0 | 1 1/2 | 0.0013 | 0.00184 | |
| 60.8 | 2 | 0.0002 | 0.00046 | |

FORMULA

$$F = \frac{h}{Q^2 L}$$

$$h = Q^2 L F$$

h = caída de presión en %

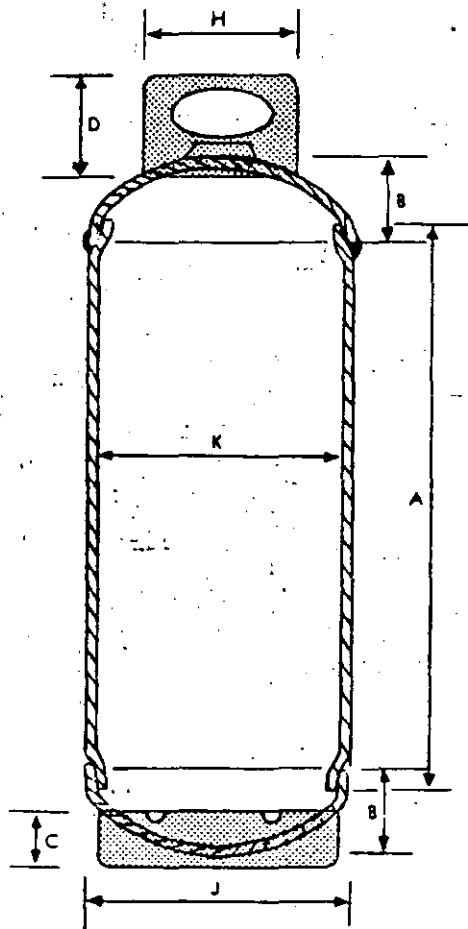
Q = gasto en M³/H

L = longitud en mts

F = factor

MEDIDAS DE RECIPIENTE PARA GAS TIPO PORTATIL
 AUTORIZACION D. G. N. No. 101-16
 PRESION DE TRABAJO 16.9 Kg/cm²

| MODELO | CAPACIDADES | | A | B | C | D | H | J | K | Peso Aprox. Kilos | LAMINA mm. | PRUEBAS | |
|--------|-------------|-------|-------------------------------|-------------------------|-----------------|----------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|------------|---------------------|----------------------|
| | Litros Agua | Kilos | Altura Sección Cilindrica mm. | Altura Tapa y Fondo mm. | Altura Base mm. | Altura Protector mm. | Diámetro Protector mm. | Diámetro Exterior mm. | Diámetro Interior mm. | | | Elasticidad kg/cm.2 | Hermeticidad kg/cm.2 |
| 101 | 47.7 | 20 | 566 | 95 | 70 | 155 | 198 | 303 | 298 | 21 | 2.6 | 33.8 | 7 |
| 102 | 71.5 | 30 | 914 | 95 | 70 | 155 | 198 | 303 | 298 | 27 | 2.6 | 33.8 | 7 |
| 103 | 107.2 | 45 | 914 | 110 | 90 | 155 | 198 | 366 | 360 | 37 | 3.5 | 33.8 | 7 |



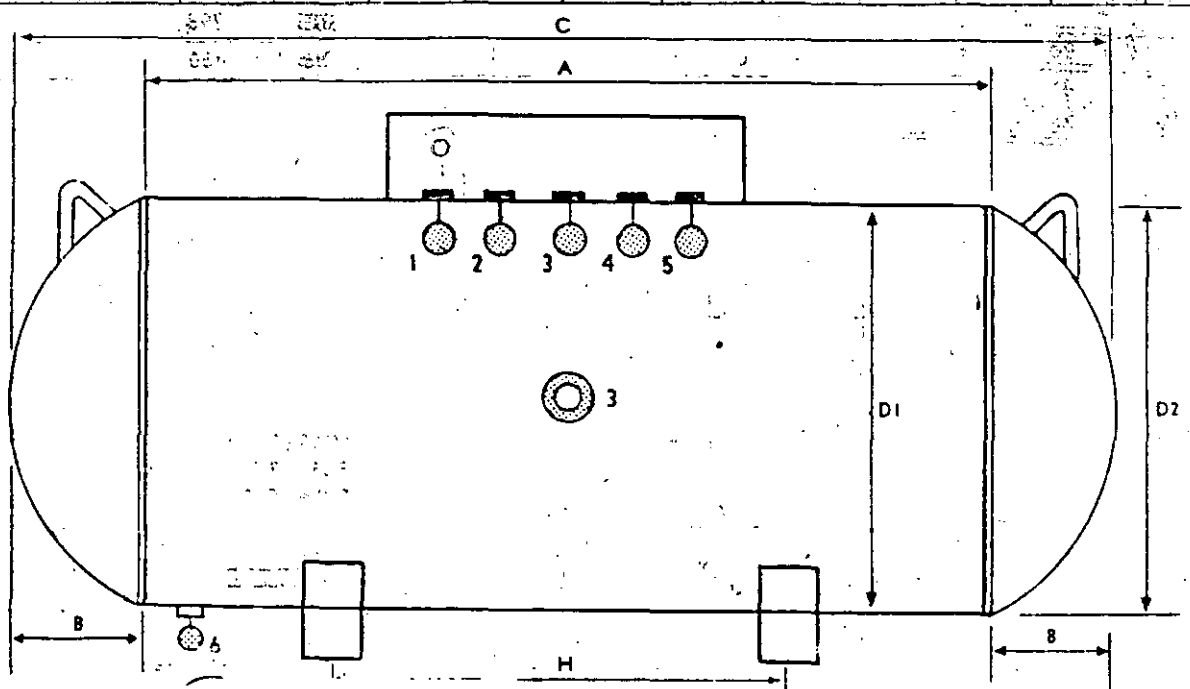
SOLDADURA DE FUSION
 POR ARCO ELECTRICO
 SUMERGIDO



JUNTAS CIRCUNFERENCIALES
 A TOPE CON BALLONETA

MEDIDAS DE RECIPIENTES PARA GAS LP TIPO ESTACIONARIO
AUTORIZACION D. G. N. No. 57
PRESION DE TRABAJO 17.58 Kg·cm²

| MODELC | CAPACIDADES | | A | B | C | D1 | D2 | H | I | J | LAMINA mm. | Peso Aprox. kgs. | TIPO |
|--------|----------------|-------|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|---------------|------------------------|-----------------------|
| | Litros Agua | Kilos | Largo Sección Cilindrica mm. | Largo Tapas mm. | Largo Total mm. | Diámetro Interior mm. | Diámetro Exterior mm. | Distancia Entre Patás mm. | Distancia Entre Anclas mm. | Ancho Entre Patás mm. | | | Intemp. Subterran. |
| 201 | 230 | 117 | 915 | 175 | 1265 | 500 | 508 | 785 | 75 | 105 | 5 | 102 | Int. |
| 202 | 320 | 163 | 915 | 190 | 1300 | 590 | 610 | 785 | 75 | 105 | 5 | 135 | Int. |
| 203 | 320 | 163 | 915 | 190 | 1300 | 590 | 610 | 785 | 75 | 105 | 5 | 135 | Sub. |
| 204 | 510 | 260 | 152 | 190 | 1910 | 590 | 610 | 785 | 75 | 105 | 5 | 185 | Int. |
| 205 | 510 | 260 | 152 | 190 | 1910 | 590 | 610 | 785 | 75 | 105 | 5 | 185 | Sub. |
| 206 | 835 | 425 | 152 | 225 | 1975 | 750 | 762 | 785 | 100 | 130 | 6.4 | 264 | Int. |
| 207 | 1000 | 510 | 183 | 225 | 2280 | 750 | 762 | 1490 | 100 | 130 | 6.4 | 375 | Int. |
| 208 | 1600 | 816 | 183 | 467 | 2770 | 900 | 914 | 1490 | 120 | 150 | 6.4 | 525 | Int. |
| 209 | 2200 | 1122 | 275 | 467 | 3680 | 900 | 914 | 1650 | 120 | 150 | 6.4 | 640 | Int. |
| 210 | 2800 | 1428 | 396 | 467 | 4900 | 900 | 914 | 1650 | 120 | 150 | 6.4 | 710 | Int. |
| 211 | 4000 | 2040 | 549 | 467 | 6425 | 900 | 914 | 2000 | 120 | 150 | 6.4 | 1500 | Int. |



SOLDADURA DE FUSION POR ARCO ELECTRICO SUMERGIDO



JUNTAS LONGITUDINALES O CIRCUNFERENCIALES A TOPE SIMPLE CON RESPALDO

ACCESORIOS:

- 1.—Válvula llenado.
- 2.—Válvula de Retorno de Vapor.
- 3.—Flotador Magnético o Medidor Giratorio.
- 4.—Válvula de Seguridad.
- 5.—Válvula de Servicio.
- 6.—Válvula de No Retroceso o Tapón Roscado.

