

## A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe del Centro de Educación Continua, Dr. Pedro Martínez Pereda, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar el SEGUNDO DIA de clases, en las oficinas del Centro, - con la señorita Barraza, encargada de inscripciones, de lo contrario NO será posible.

El control de asistencia se efectuará a través de la persona encargada de entregar notas, en la mesa de entrega de material mediante listas especiales. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

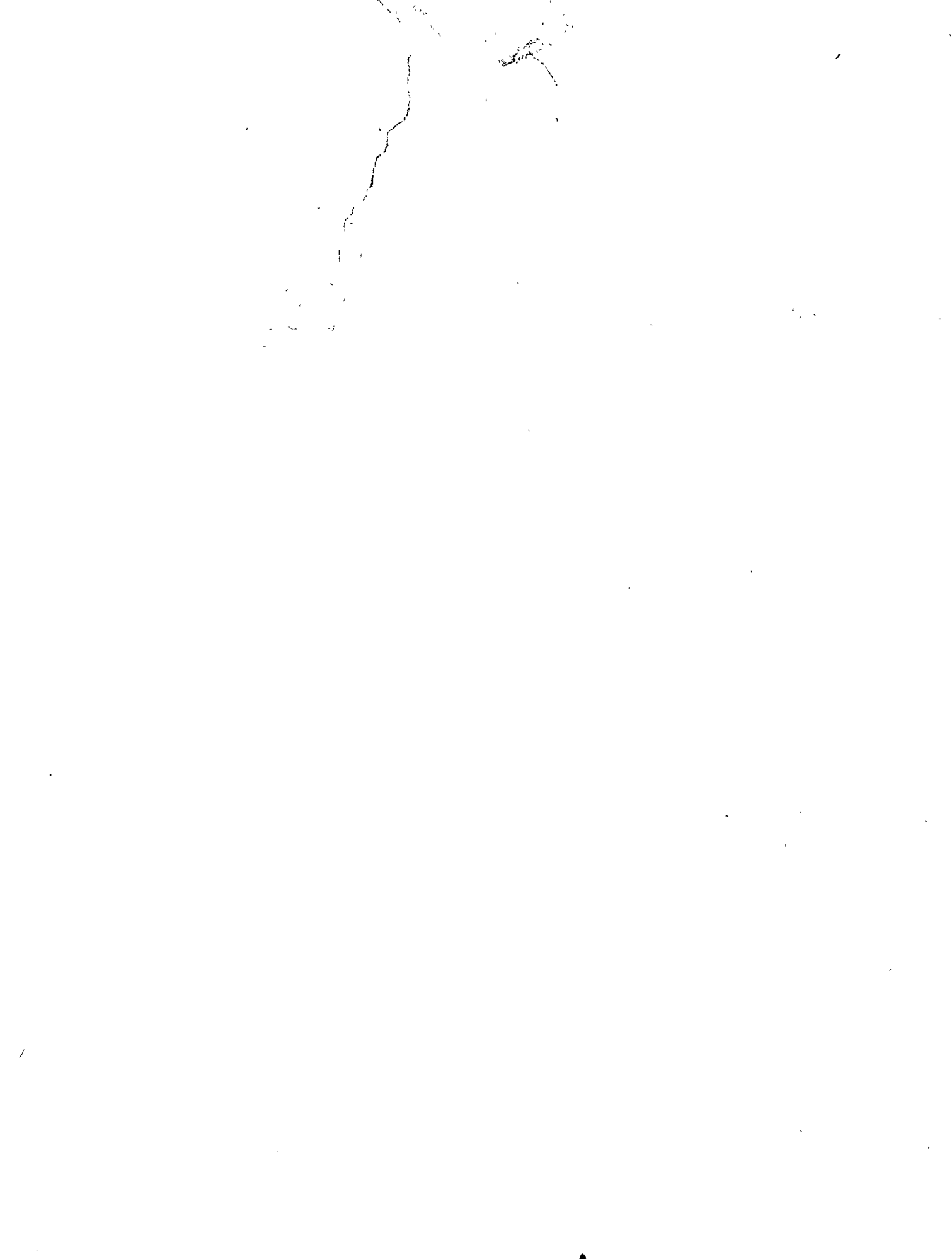
Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes; esto se hará al finalizar el curso.

ATENTAMENTE

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO  
COORDINADOR DE CURSOS ABIERTOS









## RESIDENTES DE CONSTRUCCION

Fecha	Duración	Tema	Profesor
9 De Mayo	9 a 11:30 a. m.	PRINCIPIOS DE INGENIERIA ECONOMICA  El valor del tiempo en la toma de decisiones entre distintas alternativas. Fórmulas de interés compuesto y su aplicación. Retiro y reposición de equipo	Ing. Jorge Terrazas y de Allende
	11:40 a 15:10 h	PRINCIPIOS DE CONTABILIDAD  Conceptos básicos y el balance general. Movimientos de balance general Estado de pérdidas y ganancias Registro de contabilidad y sistemas Activo fijo y depreciación Inventarios y costos de ventas Análisis de estados financieros	Ing. Francisco Cánovas Corral
	15:20 a 17:50 h	PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS  Método PERT Método PERT-PROBABILISTA Método CPM con relaciones TIEMPO-COSTO por actividad Manipulación automática de datos por computadora Problemas de aplicación Observaciones y recomendaciones	M. en C. Sergio Favela
10 de Mayo	9 a 10:10 a. m.		
	10:20 a 12:50 h	CIMBRAS  Tipo de cimbras Consideraciones sobre factor de seguridad Diseño de cimbras Procedimientos constructivos Consideraciones económicas	Ing. Federico Alcaraz Lozano
	14 a 15:10 h	ACERO Y SOLDADURA  El acero en la edificación	Ing. José Luis Sánchez Martínez

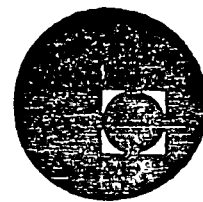
Fecha	Duración	Tema	Profesor
	15:20 a 16:30 h	Tipos de aceros Perfiles y conexiones típicas Planos y Simbología Especificaciones y normas para fabricación y montaje	
11 de Mayo	9 a 11:30 a. m.	CIMENTACIONES  Cimentaciones superficiales y profundas Zapatatas Losas y cajones Abatimiento del nivel freático Daños a construcciones vecinas	Dr. Porfirio Ballesteros Barocio
	11:40 a 15:10 h	INSTALACIONES EN EDIFICIOS  Instalaciones hidráulicas, sanitarias y de gas Ejecuciones, pruebas y funcionamiento	Ing. Sergio Herrera Mundo
	15:20 a 17:50 h	IMPERMEABILIZACIONES  El asfalto y sus propiedades Equipo, herramientas y materiales para impermeabilizar Humedades en construcciones y sus reparaciones Sistemas de impermeabilización Análisis de costos	Ing. Gabino Gracia Campillo

Fecha	Duración	Tema	Profesor
12 de Mayo	9 a 11:30 a. m.	CONCRETO REFORZADO Y CONCRETO PREFORZADO  Ventajas y desventajas Criterio económico, arquitectónico, estructural y económico, para el uso de los mismos.	Ing. José María Riobóo Martín
	11:40 a 15:10 h	ACABADOS  Calidad Materiales Descripción Normas y especificaciones Proceso constructivo Aceptabilidad Forma de pago Supervisión	Arq. Andrés Fueyo Cánovas
	15:20 a 17:50 h	ASPECTOS LEGALES, SEGURO SOCIAL INFONAVIT	Lic. Jorge M. Garizurieta
13 de Mayo	9 a 12:50 h	URBANIZACION  Movimiento de tierras Base y sub-base Carpeta asfáltica y de concreto Construcción de sistemas de alcantarillado y agua potable	Ing. Francisco Noreña Casado
	14 a 16:30 h	PRECIOS UNITARIOS, PRESUPUESTOS Y ESTIMACIONES  Métodos de cubicación Avances de obra	Ing. Edgar Fernández Gómez
	16:40 a 17:50 13 a 12 h	FABRICACION DEL CONCRETO CONTROL DE CALIDAD	Ing. Salvador Medina Rivero

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Mayo 14	9 a 11:30 a. m.	RECEPCION DE OBRAS	Ing. Miguel Montes de Occ
	11:40 a 14:10	TEORIA Y PRACTICA DE CONTROVERSIA	Ing. Mario Haddad Slim
	14:15 a 15:30 h	CLAUSURA	



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



RESIDENTES DE CONSTRUCCION

TEMA: PRINCIPIOS DE INGENIERIA  
ECONOMICA.

PROF. ING. JORGE TERRAZAS Y DE ALLENDE.

MAYO DE 1977.



ANALISIS ECONOMICO DE

DECISIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

T E M A I

CONCEPTO Y NATURALEZA DE LAS DECISIONES ECONOMICAS Y SU APLICACION A LAS INVERSIONES DE CAPITAL.

Contenido

Concepto y Naturaleza de las Decisiones Económicas:

- Las Funciones de un Ejecutivo.
- La Generación de Alternativas.
- Responsabilidad por la toma de Decisiones Económicas.
- Valores No Monetarios o No Cuantitativos.
- Medida de la Eficiencia Económica.
- Eficiencia Económica contra Eficiencia Mecánica.
- Definición de Ingeniería Económica.
- Naturaleza de las Decisiones.
- Grados de Certeza.
- Procedo de la Toma de Decisiones.

- Definición del Problema y Recopilación de Datos.
- Elaboración del Modelo.
- Evaluación.

Notas Sobre Inversiones de Capital y su Programación.

- Las Inversiones de Capital
- El Incentivo de la Utilidad.
- Fuentes de Capital
- El Costo por el Uso del Capital
- El Valor del Dinero en el Tiempo
- Tasa mínima Interna de Recuperación.
- Diferencias entre el Enfoque Contable y el criterio de Análisis Económico.

TEMA I

CONCEPTO Y NATURALEZA DE LAS DECISIONES

ECONOMICAS.

LAS FUNCIONES DE UN EJECUTIVO.

En toda empresa, y en general, en cualquier organización, los elementos directivos de la misma, deben orientar todas sus actividades y enfocar su actitud a dos funciones primordiales.

Una primera función a la que el ejecutivo ve sujetas la mayoría de sus actividades normales y rutinarias, es la de alcanzar primero y sostener después, las normas y niveles pre-establecida de operación general de la organización, los cuadros básicos de funcionamiento en todos aquellos aspectos que afectan a la vida de la empresa; una primera función a la que genéricamente podemos referirnos como: "alcanzar y mantener las normas " y que se reflejan en todo el cúmulo de labores rutinarias como son las de vigilar - que las actividades se desarrollen conforme a lo planeado, que los costos no excedan al costo " norma" prefijado, que la obra de mano ejecute el trabajo de acuerdo con el método standard predeterminado, que las materias primas y la obra de mano que se requieran, se encuentren disponibles en todo momento, que los materiales sean suministrados de acuerdo con el programa y en las cantidades requeridas, que se mantenga y no disminuya la calidad específica del producto y así sucesi-



vamente. El "mantener las normas", es en muchas ocasiones la tarea calificada como la mas importante que deben llevar a cabo los ejecutivos, y por otro lado, nadie niega que esa función absorbe mucho tiempo y exige un gran esfuerzo.

Sin embargo, existe otra función del ejecutivo y que consiste en mejorar esas "normas" fijadas, de tal manera que la compañía pueda mejorar la calidad de sus productos, ampliar la gama de los mismos, abrirse nuevos mercados, incrementar la productividad de sus trabajadores y la eficiencia en general de sus métodos, etc...; y en cuanto a rendimientos económicos, aumentar o al menos mantener su nivel de utilidades, frente a las condiciones que plantea una competencia creciente.

En esta segunda función, el ejecutivo debe generar alternativas, lo cual logra sometiendo a prueba todas las rutinas, procedimientos y métodos implantados dentro de su esfera de responsabilidades y buscando otras posibles alternativas de acción y adaptándolas o nó, de acuerdo con criterios económicos.

Este segundo papel, es vital, ya que dentro de una industria competitiva, cualquier empresa que se contente solo con mantener sus "normas" pre-existentes, se encontrará en base tiempo, en decadencia a causa de la presión de la competencia.

La empresa que se limita a mantener con éxito su statu quo, mientras otras compañías mejoran su método y aumentan sus utilidades, descubrirá eventualmente que no puede igualar los precios establecidos por sus competidores progresistas.

Desgraciadamente, muchos ejecutivos no están preparados para desarrollar esta función tan importante, ya que con demasiada frecuencia, carecen totalmente de preparación para la toma de decisiones económicas, y lo que es aún peor, en muchas ocasiones subestiman y desprecian esta área de actuación, lo cual origina que no obstante lo intensamente que un ejecutivo trabaje en su papel de "mantener las normas", su empresa y él individualmente como administrador, pueden fracasar.

A un directivo le es normalmente difícil reconocer que la forma en que se están llevando a cabo las actividades, está mal o al menos es deficiente y susceptible de mejora. Es frecuente que los distintos niveles dentro de la empresa, ya sean los constituidos por gerentes administradores, supervisores, sobrestantes y obreros, sean renuentes a aceptar cambios que obliguen a encauzar su forma de actuar y de pensar, por senderos y rutinas diferentes a los seguidos anteriormente por un largo período. Que cierto es aquello de que: "el hombre es un animal de costumbres"...

Por otro lado, esta segunda función a que hacemos referencia, implica una actitud constante de estudio, análisis e investigación que redunde en una actualización continua de conocimientos en aspectos técnicos, administrativos, económicos, etc..., actitud que es poco frecuente encontrar en los profesionales que ya han salido de las aulas de los centros educativos, y que implica, un sacrificio constante, adicional al que ya de por sí originan las arduas labores y problemas de cada día.

4.

En este curso, trataremos de establecer las funciones desde el punto de vista económico del ejecutivo y de presentar los principios y los procedimientos que deben normar lo que se ha dado en llamar una toma de decisiones económicas.

Analicemos esta segunda función de un ejecutivo como un proceso de dos fases consistentes en:

- 1) Generar alternativas.
- 2) Evaluarlas y adoptarlas o no, después de analizarlas ampliamente desde el punto de vista de los criterios económicos.

Solo si el ejecutivo tiene conciencia clara de estos criterios, podrá llevar a cabo una búsqueda inteligente de alternativas y después, tomar decisiones económicamente correctas.

#### LA GENERACION DE ALTERNATIVAS.

La segunda función del ejecutivo se desprende de la primera. Tanto si se tienen dificultades para mantener un standard establecido, como si no se les tiene, el standard mismo puede ser la base de investigación, para encontrar un medio más económico para efectuar una acción determinada. Así por ejemplo, en el caso de una obra en construcción, el director de la misma puede hacerse preguntas como las siguientes: ¿se seleccionó el equipo más adecuado en cuanto a número, tipo y capacidad de unidades?, ¿puede acelerarse el

proceso de construcción mediante otra secuela de ataque de los diferentes frentes?, ¿el número de personal obrero y técnico ubicado en cada frente es el adecuado?, ¿debe incrementarse?, ¿debe disminuirse?. Luego de un análisis profundo y sistematizado, el director de la obra, podrá determinar, con plena conciencia en los criterios económicos, si los juicios presupuestos originalmente eran los adecuados o conviene seguir nuevas alternativas.

A partir de cada acto que se efectue de acuerdo con normas establecidas, un ejecutivo entrenado a pensar bajo esta línea de acción, podrá generar otras alternativas económicas.

La toma de decisiones económicas invade cualquier área de actividades de un ejecutivo, desde el aspecto ventas hasta el de producción y desde las finanzas hasta el aspecto técnico ingenieril.

Una función muy importante del ejecutivo es el estar propiciando continuamente mejoras y cambios, aunque bien es cierto que el mero cambio, por si mismo, no implica necesariamente una decisión económica.

Otro claro ejemplo en el medio de la construcción, lo constituye el problema de un proyectista y calculista quien debe decidir entre hacer una estructura de acero o de concreto o mixta, atendiendo a factores como pueden ser: distintos tipos de cimentaciones dependiendo del peso de la superestructura en cada una de las alternativas, costos de

conservación y mantenimiento dentro de un cierto horizonte económico, valor de recuperación de la estructura, disponibilidad de personal especializado en la localidad, etc...

"Cada peso que se gasta, se propone gastar o se propone no gastar, constituye la base de una decisión económica." Si un ejecutivo decide no hacer ningún cambio a una situación existente, está tomando una decisión económica, ya que la decisión de no hacer nada, implica la decisión de continuar haciendo las cosas de la misma manera, y de rechazar todas las posibles alternativas de acción, tanto las generadas por él mismo después de un análisis crítico, como de las que desconoce por no haberlas buscado.

Una decisión no puede decirse que constituye una auténtica decisión económica a menos que:

- 1) Todas las alternativas hayan sido examinadas.
- 2) Todos los elementos de costo y de beneficio hayan sido considerados.
- 3) Se hayan seguido técnicas y procedimientos correctos para su evaluación.

Así por ejemplo, en el caso particular de la posibilidad de reemplazar una máquina existente, la decisión económica puede ser: aprobar el gasto de \$ 80,000.00 para la compra de una máquina nueva, o rechazar este gasto y conservar la existente, o gastar \$ 45,000.00 en un

diferente, o autorizar \$ 130,000.00 por una nueva de mayor capacidad, o invertir \$ 25,000.00 en la reparación y mejora de la máquina actual.

Analicemos más detenidamente el aspecto de la generación de alternativas de acción, como paso inicial del proceso de una toma de decisiones.

"Un análisis económico puede definirse como la comparación entre alternativas, en la cual las diferencias entre ellas, se expresan, hasta donde es factible, en términos monetarios".

Cuando en una comparación de este tipo entre alternativas, están involucrados de alguna forma, aspectos de índole técnica en general, se dice que se trata de un análisis de ingeniería económica.

"Las decisiones se toman entre alternativas": no hay propiamente una decisión, si no hay al menos dos cursos de acción posibles.

Antes de tomar una decisión es necesario dejar claramente definidos los beneficios, ventajas y desventajas de cada una de las alternativas posibles.

Al comparar alternativas, es muy conveniente expresar los efectos o consecuencias de cada alternativa, en forma tal que sean conmensurables entre sí; es decir, los beneficios y costos, las ventajas y desventajas de cada alternativa, deben ser expresados numericamente, y estos números a su vez, expresados en las mismas unidades para

poder ser comparados. Para efecto de las decisiones económicas, las unidades normalmente empleadas, y de hecho las únicas que sirven para tal fin, son las unidades monetarias.

Para hacer commensurables y comparables las características de las diversas alternativas, pueden sugerirse dos pasos: primero, expresar cada una de las características en sus unidades físicas más apropiadas, y segundo, convertir mediante el establecimiento de una escala de valores, las unidades físicas, en unidades monetarias.

De no ser commensurables entre sí las diferencias entre las alternativas, puede correrse el peligro de que al compararlas, se de igual peso a diferencias triviales que a diferencias realmente importantes entre ellas.

"Debe reconocerse que solo las diferencias entre alternativas, son relevantes en su comparación."

Si por ejemplo, al comparar dos procedimientos constructivos, se estima que el factor obra de mano, será igual en ambas alternativas, o sea, que se estima tenga el mismo costo en una y en otra, deberá excluirse dicho factor para efectos de la comparación entre ellas, ya que es claro que dicho factor, al afectar igualmente a ambas alternativas, no aportará juicio alguno para la selección de una u otra.

Puede arguirse que en ocasiones el análisis económico de una situación para efectos de una toma de decisiones, es inútil, pues la alternativa a seguir es evidente. Aparentemente este sería el caso de un empresario que expresara: "Tengo una máquina que tiene más de 15 años de estar funcionando y a la que ya no es físicamente posible seguir reparando y manteniendo en operación, por lo que sin necesidad de ningún análisis ni de la aplicación de técnicas y fórmulas sofisticadas, concluyo que debo cambiarla por otra...". Sin embargo, podríamos hacer notar a este empresario, que de hecho sí tomó una decisión y que esta se inició hace varios años, pues pudiera suceder que un análisis revele que debería haber cambiado esa máquina hace más de 8 años por ejemplo, y que su decisión, (aún sin haber sido fruto de un razonamiento conciente), fué equivocada, al haber optado de hecho, por la alternativa de absorber los sobrecostos de un mantenimiento y reparaciones antieconómicas durante los últimos 8 años, y de haber rechazado los ahorros que la compra de una nueva máquina le hubieran originado, de haberse llevado a cabo el reemplazo, económicamente justificado, de la máquina actual.

De lo anterior, concluimos que la toma de decisiones económicas en un sentido integral, incluye tanto la generación como la evaluación



de las alternativas y que dado que la selección de una alternativa es siempre el objeto de una decisión, el proceso de la toma de una decisión económica, prosigue solo si las diversas alternativas a seguir, han sido establecidas.

La selección de la alternativa final nunca debe ser objeto de adivinanza ni dejada al "designio de los dioses".

Ni la intuición ni las corazonadas, son del todo realistas ni confiables. Sin embargo, se puede arguir y debe aceptarse, el hecho de que mucha de la información de que se dispone para la toma de una decisión, está basada en meras estimaciones. A esto, puede responderse afirmando que esas estimaciones logradas por medio de un cuidadoso estudio de la información disponible, son de cualquier manera más confiables que meras adivinanzas o elucubraciones intuitivas. Lo anterior no quiere decir que la intuición, que se orienta al futuro, pero que de hecho involucra ciertos recuerdos y experiencias del pasado, no tenga en ocasiones cierto grado de validez.

#### RESPONSABILIDAD POR LA TOMA DE DECISIONES ECONOMICAS.

El que un ejecutivo no este ejerciendo la segunda función a que se ha aludido, se manifiesta principalmente en una decidida tendencia a no hacer cambios, es decir, a seguir haciendo lo mismo y de la misma manera, y en el hecho de que rara vez, una inversión o una erogación se justifiquen me-

diante un criterio económico adecuado.

Muchos ejecutivos no sienten verdadera responsabilidad por los costos que generan o por los costos que de hecho " protegen " al mantener el status quo. Consciente o inconscientemente, consideran el llevar a cabo erogaciones monetarias, como una consecuencia inherente e inevitable de su trabajo; como un privilegio obvio de la función ejecutiva; y cuando un ejecutivo se acostumbra a esta actitud, llega a considerar que estos costos son responsabilidad de la compañía. Si reflexionara en esto, se daría cuenta que estos costos son de su responsabilidad ya que se ubican dentro de su esfera administrativa, y es él, y no la compañía quien selecciona la alternativa a seguir de entre todas las demás posibles.

Ahora bien, las necesidades de capital en muchos proyectos alcanza cifras considerables. Obviamente, ese capital requerido se obtiene de diversas fuentes, internas o externas a la empresa, y es natural que tanto a los que aportan ese capital como a los encargados de controlar su gastos, les preocupe el que sea utilizado de la manera más efectiva, ya que el éxito de un proyecto ingenieril o de un negocio en general, se mide en términos de su eficiencia financiera.

Por lo anterior, el ingeniero debe combinar en cada proyecto, la técnica con los requerimientos y limitaciones financieras, sin olvidar además otros valo-

res involucrados como pueden ser los de carácter social humano, estético, político, etc...

El problema más serio que se deriva de aceptar o rechazar proposiciones y peticiones de adjudicación de fondos y recursos a determinados renglones (lo cual de hecho, representa alternativas de inversión), sobre la base de que tan urgentes son, radica en que el programa de utilización de recursos queda supeditado a un concurso de personalidades. Las partidas más importantes se adjudican al departamento que ha sido más elocuente en la solicitud de fondos y más persistente en la presentación de sus requerimientos, y no al departamento que por haber realizado un estudio económico con que respaldar su petición, ha presentado esta, en forma tardía. En una organización, toda decisión de adjudicación e inversión de fondos, debería estar respaldada y justificada con un análisis económico.

El primer criterio que debe seguirse en la selección de alternativas de inversión, es el de dar el mejor uso posible a los recursos, normalmente limitados, con que cuenta una organización.

Estos recursos limitados con que contamos para realizar inversiones, pueden ser de varios tipos, como bienes raíces, espacio disponible, fuerza de trabajo, materiales, dinero efectivo, capacidad crediticia, etc..., poro dado que el ámbito comercial se acostubrã expresar el valor de la mayoría de los recursos, en términos monetarios, es necesario evaluar las disponibilidades y sus limitaciones en términos de dinero.

Al evaluar una inversión propuesta, acostumbramos preguntar, si será suficientemente productiva. Este término de "suficientemente productiva", se refiere, como veremos en forma detallada más adelante, a la comparación entre la tasa de recuperación que esperamos obtener de dicha inversión con el costo total que dicha inversión implica y con la tasa de recuperación que pudiésemos obtener de otras inversiones.

Sin embargo, no todas las posibles consecuencias que representa el seguir una alternativa, pueden ser reducidas a términos monetarios, de donde se desprende que es necesario contemplar en segundo criterio en el análisis de selección de alternativas, que tome en consideración estos factores o aspectos a los que denominaremos: valores "no monetarios" o "no cuantitativos".

Con los recientes adelantos de las matemáticas, estadística, técnicas de computación, etc..., que permiten el manejo de problemas económicos más complejos, el ingeniero tiene la oportunidad de jugar un papel aún más importante en el proceso de la toma de decisiones, ya que no solo cuenta con las bases matemáticas y científicas para comprender el uso de tales técnicas, sino que además tienen el criterio ingenieril que permite reconocer las limitaciones prácticas de estas técnicas y el efecto de la falta de información que comunmente existe en las situaciones reales, todo lo cual lo capacita para seleccionar la alternativa más adecuada y realista.

El privilegio u obligación de un ejecutivo de señalar y elegir una alternativa, no va desligada a la responsabilidad de demostrar que su sugestión es la más adecuada de entre otras. Desde el inicio debe estar consciente de todos los costos resultantes de su decisión.

"Las decisiones deben estar basadas en las consecuencias que se prevee implique la posible implantación de cada una de las alternativas". En muchas ocasiones, existe la deformación de considerar solo el valor inicial de una inversión, siendo que frecuentemente los costos futuros que se generan pueden ser con mucho, más importantes que el inicial. Así por ejemplo, la decisión de invertir \$100,000.00 en una máquina, debe haber estado ligada a la consideración de costos futuros como pueden ser: Obra de mano de operación, consumo de energía, desperdicio de material, necesidad de supervisión extra, mantenimiento y conservación necesarias, seguros, impuestos, etc... También deben considerarse beneficios o ingresos especiales, como el valor de rescate. Todo lo cual implica que el análisis completo de la alternativa, debe hacerse dentro de un cierto período que constituye el horizonte económico.

#### VALORES NO MONETARIOS O NO CUANTITATIVOS.

Pocas decisiones, de tipo personal o de negocios, son hechas sobre la base únicamente de consideraciones financieras. Aún más, las consideraciones sobre la eficiencia económica de un proyecto pueden verse influenciadas en gran parte por aspectos no monetarios,

"Las decisiones entre alternativas de inversión deben también considerar y dar peso, a todas aquéllas consecuencias esperadas y que se originan de la

implantación de cada uno de los posibles cursos de acción, y que por una u otra razones, no pueden reducirse o expresarse en términos monetarios."

A este tipo de factores, es frecuente referirse también con otros terminos como son: factores de juicio, impoderables, intangibles, etc...

Las decisiones y recomendaciones relativas a la factibilidad de proyectos ingenieriles, deben tener en cuenta toda una serie de factores monetarios y no monetarios. Entre estos últimos podemos nombrar leyes y principios económicos, situación imperante de los negocios en un momento dado, valores sociales y humanos, objetivos personales y de grupo, gustos de consumidores, reglamentaciones gubernamentales, legislación de orden fiscal y económico, etc...

Las consideraciones sobre aspectos no monetarios adquieren especial importancia en el caso particular de las decisiones de tipo personal y en el terreno de los intereses particulares.

#### MEDIDA DE LA EFICIENCIA ECONOMICA:

La actividad ingenieril se desarrolla dentro de dos entornos, el físico y el económico. El éxito que se alcance manejando o alterando el entorno físico para producir bienes y servicios depende del conocimiento que se tenga de las leyes físicas. Sin embargo, el beneficio que reporten esos bienes y servicios, depende de la utilidad que proporcionen, medida esta en términos eco

nomicos. Se podrian enumerar muchos ejemplos de estructuras, máquinas, procesos, etc., que presenta un excelente diseño físico y mecánico pero escaso o nulo sentido económico. Por esta razón, es esencial que los proyectos ingenieriles se evalúen en términos de beneficio y de costo antes de ser aceptados.

"El prerrequisito esencial para el éxito de un proyecto ingenieril, es su factibilidad económica."

La función normal del ingeniero consiste en manejar los elementos de un entorno, el físico, para crear utilidad en un segundo entorno, el económico.

El objetivo de todo proyecto ingenieril, es el de obtener el mayor resultado posible, por unidad de recurso empleado, lo cual se logra mediante la más efectiva utilización de materiales, energía y en general, de cualquier tipo de recurso. El grado de eficiencia que se alcance en la utilización de los recursos se mide mediante la expresión de carácter general:

$$\text{eficiencia} = \frac{\text{resultado obtenido}}{\text{recursos}} = \frac{\text{ml. por}}{\text{ml. por}}$$

Lo cual no es más que el cociente entre los resultados obtenidos y los recursos empleados. Esta expresión mide el éxito de la actividad ingenieril dentro del entorno físico, en un primer nivel de eficiencia, que se conoce como "eficiencia mecánica". Dentro de este primer nivel, tanto el resultado obtenido como el insu

no total requerido se expresan en unidades tales como kilowats, Btu, horas etc...

Cuando este tipo de unidades físicas está involucrado, la eficiencia siempre será menor que la unidad o menor que el 100% .

Sin embargo, para un ingeniero también le es fundamental un segundo nivel de eficiencia, la "eficiencia económica" o "eficiencia financiera ", la cual se determina con la misma fórmula general de la eficiencia, solo que traduciendo y expresando las unidades físicas tanto del input como del output a su equivalencia en valores monetarios, de acuerdo con alguna escala de valorización adecuada en cada caso, lo que convierte la expresión general a la forma:

$$\text{eficiencia económica} = \frac{\text{beneficio}}{\text{costo}}$$

Es bien sabido que la eficiencia física no puede alcanzar valores mayores de 100%. En cambio, la eficiencia económica sí puede exceder de dicho valor, y de hecho, solo será aceptable cuando eso suceda. Una alta eficiencia física no es garantía de una alta eficiencia económica. Una baja eficiencia física no es razón suficiente para dejar de considerar una alternativa, ya que pueden existir otras circunstancias económicas que compensen esa baja eficiencia física.

Consideramos el ejemplo de una planta de generación de energía, cuya eficiencia física sea tan solo de un 14%. Supongamos que la producción obtenida en forma de energía eléctrica y expresada en Btu, tiene un valor económico de 8 unidades monetarias por millón de unidades producidas y que el insumo necesario en la forma de gas natural y expresado en Btu,



tiene un valor económico de 0.70 unidades monetarias por millón de unidades de gas consumido. En estas condiciones:

eficiencia mecánica = 0.14

eficiencia económica =  $\frac{\text{Btu output} \times \text{valor de la energía eléctrica}}{\text{Btu input} \times \text{valor del gas natural}}$

=  $0.14 \times \frac{8 \text{ unidades monetarias}}{0.70 \text{ unidades monetarias}}$

= 1.6

lo cual indica una eficiencia económica de un 160 %.

Si un inversionista decide expandir su negocio y adquirir un cierto número de camiones, podrá seleccionar el tipo de camión mediante su eficiencia mecánica, pero la factibilidad y conveniencia de la inversión general, deberá contemplarla a través de la eficiencia económica, en donde el output o beneficio, será la retribución económica que se obtenga por el servicio de los camiones, y el input o costo, debe incluir los costos de operación, la depreciación, los intereses del capital invertido, los impuestos y todos los demás gastos asociados.

La forma más comúnmente empleada para estimar la eficiencia financiera, es mediante la llamada "tasa de recuperación", sobre un capital invertido, expresado en porcentaje:

tasa de recuperación (anual) =  $\frac{\text{utilidad neta (anual)}}{\text{capital invertido}}$

Un ejemplo de determinación de la eficiencia mecánica instantánea, la constituyen los medidores eléctricos para determinar en un instante dado, el output de un motor.

Para la evaluación final de la mayoría de los proyectos, aún en aquellos en los cuales el aspecto técnico ingenieril juega un papel muy importante, la eficiencia económica debe prevalecer sobre la eficiencia física. Esto es debido a que la función y meta de la ingeniería, es crear utilidad y obtener el máximo nivel de beneficio dentro del entorno económico por medio de la óptima utilización de los elementos del entorno físico; y dado que este objetivo se traduce en maximizar el servicio, y el nivel de servicio puede expresarse en términos monetarios, se concluye que el criterio económico es la base de una evaluación, y la meta la maximización de beneficio.

### EFICIENCIA ECONOMICA CONTRA EFICIENCIA MECANICA.

La meta de todo ingeniero y en general, de la actividad empresarial y gerencia es la de lograr una eficiencia económica dentro de rangos factibles y aceptables y no la simple búsqueda de eficiencia mecánica.

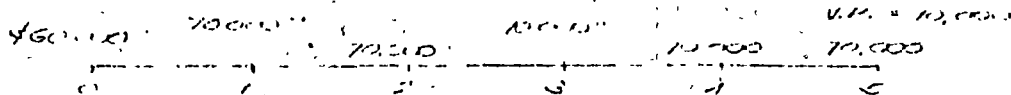
Ejemplo: Supongamos que para resolver una necesidad operativa y después de una investigación se nos presentan dos alternativas:

Alternativa "A": adquirir una maquina (A) con precio inicial de \$ 60,000.00, con costo anual de operación (incluyendo obra de mano, combustibles, mantenimiento, etc...) de \$ 70,000.00 (el cual suponemos uniforme por simplificación). Vida económica estimada de 5 años, y valor de recuperación de \$ 10,000.00 al término de ese periodo.

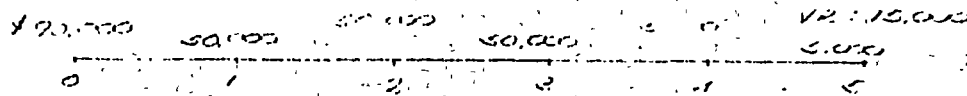
Alternativa "B": Adquirir una máquina (B) para el mismo trabajo, con precio de adquisición de \$ 90,000.00 ; gastos de operación de \$50,000.00 anuales, Vida económica estimada de 5 años y valor de recuperación de \$15,000.00.

Representamos las dos alternativas de la siguiente manera:

Alternativa A:



Alternativa B:



El monto total del desembolso neto durante los 5 años para la alternativa "A", es de \$ 400,000.00 y para la alternativa "B" de \$ 325,000.00

(Hacemos notar que no estamos considerando en estas sumas el factor tiempo, y por tanto la variación del valor del dinero con el tiempo y como demostraremos posteriormente, la simple suma de costos es insuficiente para comparar dos alternativas).

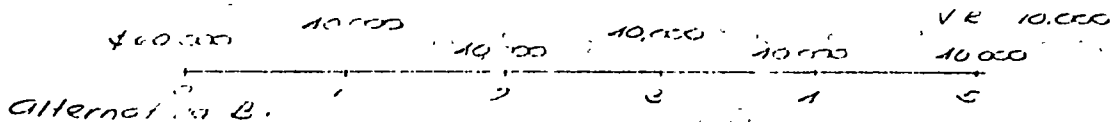
Observamos que "B" tiene mayor eficiencia mecánica, dado que hemos supuesto que en un mismo periodo ambas máquinas tienen el mismo rendimiento en cuanto a producción de servicio se refiere, pero el insumo de "B", medido por sus gastos de operación anual es de \$ 50,000.00, en tanto que el de "A", es de \$ 70,000.00. Esto es explicable ya que el sobre costo inicial de la máquina "B" con respecto a la "A", sugiere ventajas en la construcción de "B" (quizás mayor nivel de automatización, menor requerimiento de obra de mano, más precisión, etc...), y por tanto una mayor eficiencia mecánica.

Conclusión: "B" realiza el mismo trabajo que "A" pero con menor cantidad total de pesos a lo largo de los 5 años considerados de comparación, luego "B" tiene mayor eficiencia económica.

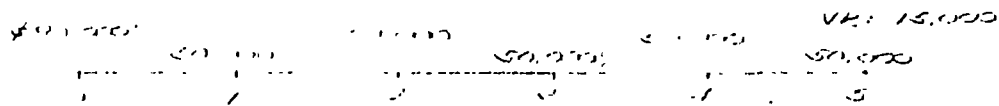
En este caso "B" tiene la mayor eficiencia económica y también la mayor eficiencia mecánica, pero esto es mera coincidencia. La búsqueda de alta eficiencia económica, no necesariamente coincide con la búsqueda de alta eficiencia ingenieril, ya que si esto fuera cierto, la elección de la alternativa más económica pudiera ser realizada en base solo a la eficiencia mecánica.

En efecto supongamos ahora que se propone el empleo de las dos máquinas anteriores "A" y "B" pero en condiciones de menor ritmo de trabajo, y en base a esta menor utilización, los costos de operación anuales se calculan en \$ 40,000.00 para "A" y en \$ 36,000.00 para "B". la nueva situación puede representarse:

Alternativa A:



Alternativa B:



El desarrollo total para "A" es ahora de \$ 250,000.00 y de \$ 255,000.00 para "B".

Observamos ahora que la máquina "B" aún la de mayor eficiencia mecánica, tiene ahora menor eficiencia económica que "A".

Lo anterior demuestra que no hay ninguna "receta" para la selección de la alternativa más económica; por lo que habrá que hacer un análisis para cada conjunto de circunstancias. La selección de la alternativa más económica, cambió de "B" ...

a "A"; de la máquina con mayor eficiencia mecánica, a la de menor eficiencia mecánica.

La distinta selección fue originada en este caso por un cambio en el ritmo de utilización del equipo; pero también pudiera haber sido causada por diversos factores como cambios en el costo horario de la obra de mano, en el costo unitario de la energía en el valor de renta por metro cuadrado de piso, o cualquier otro factor de costo.

El efecto combinado de todos estos elementos de costo, debe ser evaluado, para cada situación, por el ejecutivo encargado de tomar una decisión, así como la variación de dicho efecto combinado debida a cambios en las condicionantes de la situación decisional.

El ejemplo también ilustra el hecho de que la alternativa que se seleccione en determinadas circunstancias, puede llegar a rechazarse si estas condiciones han variado.

El análisis de alternativas con baja eficiencia mecánica, es tan necesario como el de alternativas de alta eficiencia mecánica.

La afirmación de que el objetivo primordial de la ingeniería es lograr una eficiencia económica satisfactoria, no va en contradicción con otros objetivos de la ingeniería, como son: la exactitud, la confiabilidad, la seguridad, etc..., ya que estas cuestiones son decididas por consideraciones económicas, y pudiera suceder por ejemplo que en determinadas circunstancias, no sea económicamente factible o conveniente, diseñar un cierto mecanismo con un nivel de absoluta exactitud, -- ciento por ciento de confiabilidad, o perfecta seguridad, por implicar esto un alto costo y resultar antieconómico.

## DEFINICION DE INGENIERIA ECONOMICA.

La ingeniería presenta dos enfoques: uno, concerniente al aprovechamiento de los recursos materiales y fuerzas de la naturaleza, y el otro, la búsqueda continua de la satisfacción de las necesidades humanas; y dado que los recursos con que normalmente contamos, son escasos respecto a las necesidades, de aquí se desprende la esencial relación de la Ingeniería con la Economía.

El término Ingeniería Económica puede definirse como:

"El conjunto de conocimientos, técnicas y prácticas de análisis y síntesis, incluyendo consideraciones sobre factores humanos, necesarios para la evaluación del beneficio que reportan productos y servicios generados por la actividad ingenieril, en relación a su costo".

La primera función de la Ingeniería Económica, es la evaluación cuantitativa de los proyectos ingenieriles, en términos de beneficio y costo, antes de que estos sean ejecutados. En este aspecto, la Ingeniería Económica es similar a la Ingeniería de diseño cuya función es la de "producir" materiales, dimensiones y combinación de elementos estructurales de un proyecto, antes de que este sea realizado.

Un estudio económico presenta dos etapas:

- a) recopilación de datos.
- b) procesamiento matemático de los datos.

Ninguno de estos dos pasos constituye un fin en sí mismo, sino medios de alcanzar el verdadero y último objetivo; la determinación de la bondad y factibilidad económica de una alternativa y su selección.

Ahondemos un poco más respecto a la importancia que guarda el aspecto: "económico" dentro de la Ingeniería.

Recopilando algunas definiciones que diversos autores dan de lo que es Ingeniería, tenemos que:

"La Ingeniería, más que una ciencia, es la aplicación de varias ciencias; es un arte que requiere la habilidad e ingenio para adoptar y aprovechar los conocimientos humanos para el beneficio de la raza humana"

"La Ingeniería es la profesión en la que el conocimiento de las ciencias matemáticas y naturales, adquirido por el estudio, la experiencia y la práctica, es aplicado con juicio al desarrollo de formas de emplear, económicamente, los recursos y fuerzas de la naturaleza para el beneficio de la humanidad".

Es de todos conocida la definición muy antigua, muy breve, pero muy rica en sentido, que nos dice que:

"Ingeniero es el que hace con un peso, lo que otro que no es Ingeniero, hace con dos"...

A través de estas y muchas otras definiciones que pudicemos buscar de Ingeniería, nos damos cuenta que si bien es cierto que la función básica de la Ingeniería es la búsqueda de la satisfacción de las necesidades humanas mediante la aplicación del conocimiento al mejor aprovechamiento de los recursos que brinda la naturaleza, su actuación se sanciona, se califica y se aprecia definitivamente en base a su eficiencia económica.

La actividad ingenieril, en cualquier una de sus ramas, aún en aquellas profundamente científicas o técnicas, si no se orienta en cuanto a su aplicación con un enfoque económico, no está cumpliendo con las metas inherentes a la Ingeniería.

Desde este punto de vista, refiriendonos a cualquiera de las ramas y aspectos de la Ingeniería., podemos afirmar que:

" La Ingeniería que no es económica, deja de ser Ingeniería ...

Lo anterior es tan contundente, que ultimamente ha empezado a recharzarse el término " Ingeniería Económica " para designar a un área específica de conocimientos y técnicas enfocadas al análisis y toma de decisiones, ya que de hecho este término compete a la Ingeniería en general y no a una rama o enfoque particular o específico de la misma.

#### NATURALEZA DE LAS DECISIONES.

Las rachas de buena suerte o las noches de fortuna, atestiguan el hecho de que los jugadores y aventureros algunas veces ganan. Sin embargo, podemos también hablar de infinidad de ocasiones en las que un "volado" o la inspiración del momento", han fallado rotundamente en cuanto a lograr un beneficio.

Por lo anterior, debido a una sincera necesidad por parte de ingenieros, científicos y administradores en general, de contar con un sistemático y lógico proceso de análisis para la toma de decisiones, es por lo que se crearon diversos métodos analíticos que constituyen las herramientas de lo que constituye hoy en día, la administración científica.

Sin embargo, tanto la intuición como los "métodos analíticos" son reconocidos y tienen cada uno su lugar dentro del proceso de la toma de decisiones, en cuanto -- que la intuición, aunque se ubica en el presente, de manera inconciente e informal,



involucra recuerdos y experiencias del pasado, en los cuales se basa para hacer ciertas predicciones en el futuro.

El implantar un sistema analítico, cuesta esfuerzo y dinero, y algunas decisiones menores no justifican esa erogación, por lo que podemos afirmar que los métodos analíticos, serán empleados siempre que esto sea técnicamente factible y justificable económicamente. Fuera de estos límites, el buen juicio y la intuición, basados en la experiencia, son y serán siempre recursos necesarios y legítimos.

Al analizar una situación para efectos de una toma de decisiones habrá que determinar su "grado de sensibilidad", esto es, el que tan vulnerable y sensible es -- con pequeños cambios en los factores condicionantes de esa situación. La consecuencia inmediata de la "alta sensibilidad" de una situación dada, será la de tener que garantizar, mediante estudios minuciosos la validez de los datos que intervendrán en la toma de decisiones, y dado que los factores que pueden influir en una decisión pueden ser muy numerosos, habrá que dar primacia a aquellos a los que la situación es más sensible.

Por lo que respecta a los aspectos que se busca optimizar, cuando en una situación de decisión se presentan varios objetivos, es probable que, haya que reconocer, que no hay un curso de acción que optimice simultáneamente todos los objetivos. En esta circunstancia será necesario seleccionar la alternativa que equilibre de la mejor manera posible los objetivos en conflicto; es decir una alternativa que "suboptimice".

Respecto a la amplitud del periodo de estudio, podemos apuntar que los análisis basados en un horizonte económico muy corto, no necesariamente tendrán la misma eficiencia, que los que completen un horizonte mayor.

Un horizonte de comparación muy corto, puede distorsionar seriamente los valores. Un horizonte muy largo introduce incertidumbre. A medida que se alarga el horizonte de comparación las predicciones respecto al comportamiento futuro de los factores que afectan una decisión empezarán a debilitarse en cuanto a su credibilidad.

### GRADOS DE CERTIEZA.

Podemos clasificar las decisiones, dentro de tres categorías generales que caracterizan las condiciones de la situación decisional y que sugieren métodos de análisis específicos en cada caso. Estas categorías son:

- a) Decisiones suponiendo certeza,
- b) Decisiones que reconocen riesgo
- c) Decisiones que admiten incertidumbre.

En el primer caso, al suponer certeza se considera que todas las condiciones del problema se conocen con seguridad, estamos basando el análisis en un conjunto de suposiciones que suponemos tienen una alta esperanza de ocurrencia.

En el segundo caso, el análisis considera poder obtener buenas estimaciones sobre la probabilidad de ocurrencia de las futuras condiciones y del efecto económico de dichas condiciones. Es frecuente que la determinación del valor de dichas probabilidades implique erogaciones originadas por investigaciones y experimentaciones.

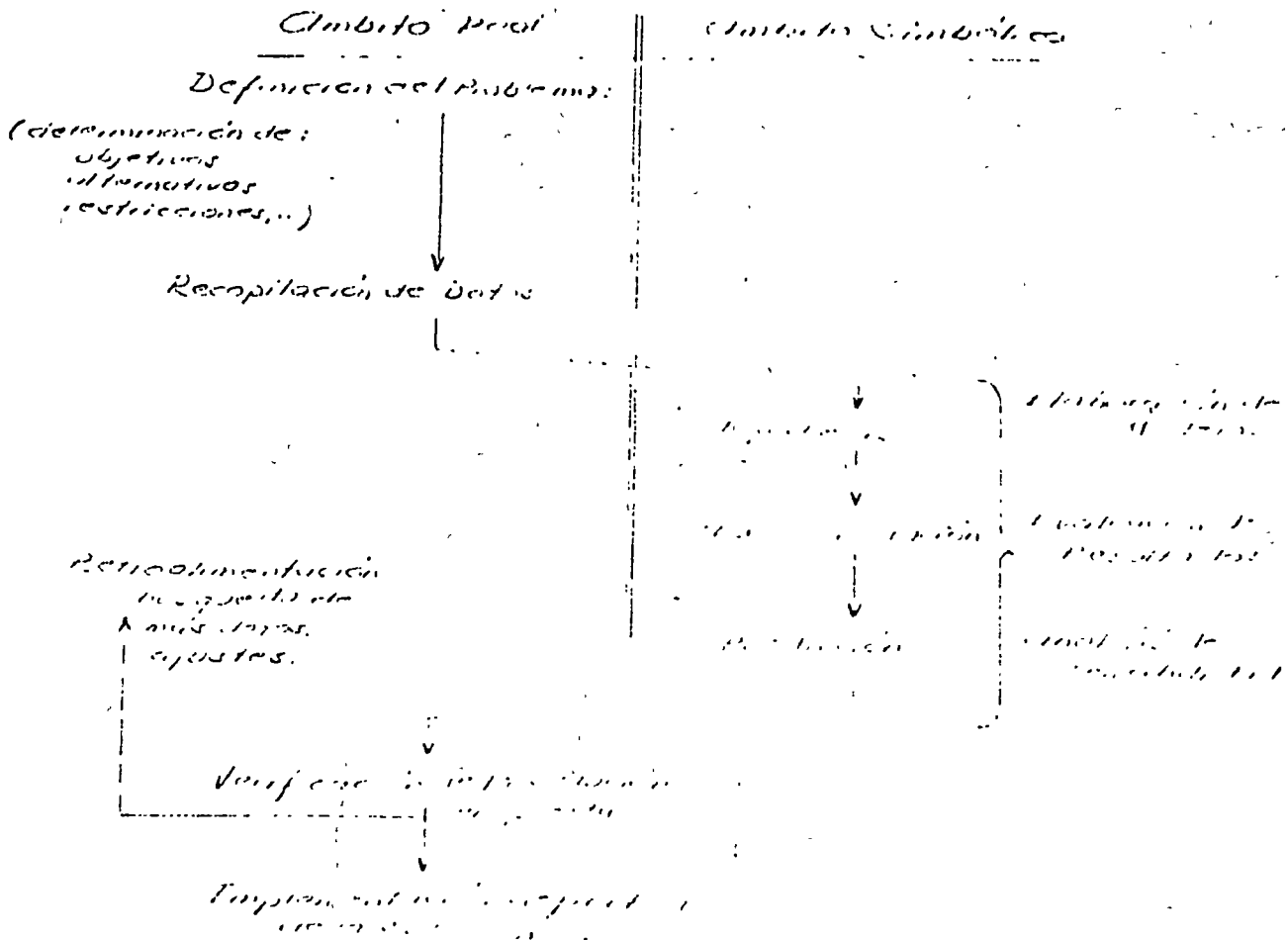
El considerar decisiones bajo condiciones de incertidumbre, implica que el análisis

ta considera prudente incluir los efectos de diferentes factores, pero le resulta imposible hacer estimaciones sobre las probabilidades de ocurrencia de esos -- factores y sobre el verdadero efecto de las mismas en la situación decisional.

PROCESO DE LA TOMA DE DECISIONES.

La toma de decisiones se desarrolla dentro de los ambitos: el real, en el que tienen lugar los problemas del diario, y del simbolico, en el que se trata de representar a los problemas del ambito real para su estudio y resolución.

Esquemáticamente el proceso puede representarse:



## DEFINICION DEL PROBLEMA Y RECOPIACION DE DATOS

El problema se origina en el ámbito real, dentro de los diversos campos de la actividad humana.

Los datos son los que definen y clasifican a un problema

El conjunto de datos permite al analista elaborar un modelo que represente en el ámbito simbólico al problema del ámbito real.

El lenguaje simbólico permite traducir la información del ámbito real, a una forma utilizable en el ámbito simbólico.

Se formulan hipótesis respecto al comportamiento del modelo y se someten a prueba experimentándolas para tratar de simular las reacciones del modelo.

De esta experimentación surge una predicción de comportamiento.

De esta experimentación surge una predicción de comportamiento.

Esta predicción se convierte al ámbito real y trata de verificarse.

Si la predicción resulta válida, el problema está resuelto. Si No, el ciclo se vuelve a repetir tratando de recopilar más información que amplíe la visión del problema.

Se dice que el proceso es sistemático en cuanto a que se procede paso a paso dentro de una secuencia lógica.

La definición del problema se inicia con el establecimiento o preciso de los objetivos alternativos y restricciones a las que debe sujetarse la solución que se proponga y por la captación de información relativa al problema, debiendo ser esta información, tan abundante como sea factible y de la mejor calidad posible.

...

Será necesario analizar el grado de sensibilidad de las alternativas y considerar la posibilidad de suboptimización. A medida que las ramificaciones e implicaciones de un problema son más amplias, la definición de las metas es más compleja.

Una preliminar búsqueda de soluciones, implica el enlistar todos los posibles cursos de acción.

La cantidad y calidad de los datos recopilados es fundamental, ya que todos los demás pasos del proceso, descansan en dichos datos, y ninguno de los pasos puede compensar la falta de ellos.

Ya se había comentado el que en toda decisión intervienen factores que no pueden traducirse a pesos y centavos; estos son los factores no monetarios o intangibles. La distinción entre los factores tangibles y los intangibles, radican en la mayor o menor facilidad y exactitud con que pueden ser expresados cuantitivamente. Como ya hemos visto, ejemplos de intangibles pueden ser: consideraciones de seguridad, reputaciones, amistades, relaciones públicas, etc...

ELABORACION DEL MODELO.

Un modelo es la representación del ámbito real. Se inicia la formulación de un modelo desde el momento de fijar objetivos y alternativas.

Un modelo muestra la relación de causa a efecto entre objetivos y restricciones. Se maneja de tal manera que muestre el resultado final de seguir un determinado curso de acción.

Dado que las situaciones de decisión varían muy ampliamente, son necesarios varios tipos de modelos. Consideramos tres clases: físicos, esquemáticos y matemáticos. Especialmente nos interesan los modelos matemáticos, para su uso en esta

dios económicos.

Los modelos físicos pueden ser de menor, mayor o de igual tamaño que el objeto que representan. Ejemplos de estos modelos en el campo de la ingeniería, los -- constituyen: modelos de canales, rompeolas, cortinas, sistemas de tuberías, -- etc...

Los modelos esquemáticos son representaciones gráficas de diversas situaciones. Ejemplos de estos modelos, son Organigramas, que muestran la división y delegación de autoridades, gráficas de proceso de flujo de producción, redes económicas, redes de camino crítico, gráficas de punto de equilibrio, etc...

Los modelos matemáticos están constituidos por ecuaciones y fórmulas. Como -- ejemplos podemos nombrar a los modelos probabilísticos, a los modelos estadísticos, a los modelos de programación lineal, etc...

### EVALUACION.

El mérito de un modelo radica en que tan eficazmente represente el comportamiento y reacciones de las situaciones que se ubican en el ámbito real. La prueba última y definitiva de un modelo, se presenta cuando las predicciones en cuanto al -- comportamiento del problema, se someten a la realidad.

Cada tipo de modelo se evalúa en forma diferente. Un buen modelo contribuye a -- completar el análisis de un problema en cuanto a que hace más fácil y objetivo observar y prever los resultados originados por los diversos factores que afectan a la situación en estudio .

Una vez que todo el proceso de la toma de decisiones ha sido seguido, a final de -- cuentas , quien debe tomar la decisión final en cuanto a la solución a implementar-

...

será aquella autoridad quién en última instancia deba asumir la responsabilidad de los resultados y efectos que dicha decisión pueda implicar en un futuro .

Pero debemos recordar una vez más que para que una decisión constituya auténticamente una "decisión económica," el analista deberá tomar en consideración - para la estructuración de su modelo, todos los factores de tipo monetario y todos los de tipo no-monetario o imponderables que afecten a beneficios o a costos en su situación decisional particular.

## LAS INVERSIONES DE CAPITAL.

Las inversiones sólidas de capital son tan importantes para la economía de una empresa individual como para la economía nacional en conjunto. La expansión de las empresas y la introducción en ellas de adelantos tecnológicos, representan factores importantes para el desarrollo económico y contribuyen considerablemente a aumentar la productividad y a elevar el nivel de vida.

Los problemas implicados en la definición de las políticas de inversión de capital y en la selección de las posibilidades de inversión se cuentan entre los más difíciles que afrontan los ejecutivos en negocios. Las inversiones de capital no representan un área aislada en la toma de decisiones. Implican el conocimiento de las alternativas de producción, pronósticos del mercado, evaluación de los precios tanto de adquisición de materias primas como de venta de los productos en el mercado, posibilidades y costo de financiamientos, etc.

El proceso de la toma de decisiones se basa en estimaciones sobre el futuro. Las inversiones en propiedades inmuebles, generalmente no pueden recuperarse en períodos de tiempo cortos. Normalmente, una vez que una compañía ha asignado fondos para una determinada inversión, se ha comprometido a seguir un sendero futuro del cual no podrá desviarse fácilmente. Por consiguiente, los elementos



de incertidumbre y riesgo son particularmente grandes en las decisiones que se relacionan con la inversión de capital, y esto, frecuentemente induce a los ejecutivos de negocios a confiar en corazonadas o en reglas generales. En vista de la importancia vital de las decisiones, esto es inadmisibile. Un plan económicamente sólido para las inversiones de capital, establece un procedimiento, una mecánica, para detectar, recopilar, analizar y evaluar todos los datos sobre la realidad de las condiciones en las que se pretende invertir a fin de poder seleccionar las propuestas más convenientes.

Las empresas de éxito, generalmente tienen más proyectos de inversiones potenciales que fondos disponibles para realizarlos, por lo que, la escasez de fondos es un factor determinante en el procedimiento para aprobar los proyectos de inversión a los que se vayan a adjudicarse los limitados recursos con que cuenta la empresa, la cual, en estas condiciones, se ve obligada a establecer elementos de juicio, mecanismos y criterios para seleccionar entre las alternativas propuestas.

Se pueden distinguir diversos tipos de proyectos de inversión de capital: proyectos no lucrativos, proyectos de utilidades no comensurables, proyectos de reposición de equipo, proyectos de inversión en activos, proyectos de expansión, proyectos para la reducción de costos de operación y/o de producción, proyectos para mejorar la

calidad de la producción, proyectos para lograr el mantenimiento de cierto nivel de ganancias, proyectos de investigación y desarrollo, etc...; y los elementos de juicio que se emplean para evaluar la conveniencia de una inversión de capital propuesta, dependen de la naturaleza de la misma inversión, así por ejemplo, los proyectos de inversión que llamamos "no lucrativos", implican gastos que se originan de requerimientos legislativos, de tipo contractual, etc., como pudiera ser el caso de una reglamentación que obligará a las empresas a la implantación de sistemas para el control de emanaciones, o a la construcción de tapias para garantizar la seguridad de los transeúntos, o a la obligación de invertir en cursos para la alfabetización o capacitación técnica de los trabajadores, etc.

Puesto que gastos de éste tipo son obligatorios, una empresa no tiene necesidad de establecer criterios para evaluar la conveniencia de estas erogaciones.

Por otro lado, los proyectos de "utilidades no commensurables", se refieren a inversiones cuyo objetivo es el de aumentar utilidades, pero cuyo monto no puede calcularse dentro de un grado razonable de exactitud. A éste tipo de inversiones pertenecen los gastos en publicidad, los de promoción, las erogaciones en cursos de actualización impartidas al personal técnico y administrativo, el costo de asesorías para la revisión de los sistemas operativos de una empresa, las inversiones para otorgar una nueva prestación a los empleados y

trabajadores a fin de manejar su estado de ánimo, etc... Puede suponerse que una compañía interesada en maximizar sus utilidades, no realizará inversiones de este tipo, a menos que esté convencida de que en última instancia, estas rendirán una utilidad. Desafortunadamente en la mayoría de los casos, es virtualmente imposible medir exactamente el ingreso marginal derivada de tales gastos.

Con respecto a las inversiones de capital de esta categoría, la empresa debe confiar primordialmente en el criterio de sus gerentes más bien que en datos cuantitativos.

Sin embargo existen otro tipo de inversiones, los cuales no solo es factible, sino en cierto aspecto obligatorio, justificar plenamente mediante un análisis económico una estimación cuantitativa de las utilidades y del rendimiento que se esperan obtener de dicha inversión. La reposición de equipo, la inversión en activos etc... son ejemplo de este tipo de inversiones, si se demuestra que los ahorros en costo que se derivarán de la adquisición de una nueva maquinaria para la sustitución de una existente, van a proporcionar un rendimiento satisfactorio sobre la inversión de capital correspondiente, entonces el reemplazo se vuelve económicamente conveniente.

Aunque en lo sucesivo, nos ocupemos principalmente del uso de los datos cuantitativos para determinar la conveniencia de los desembolsos de capital, es muy importante reconocer que en el análisis de factibilidad económica del último tipo de inversiones descitas, deben hacerse intervenir, el factor riesgo, que varía según la naturaleza de cada proyecto y los elementos no cuantitativos o no monetarios, sobre los cuales ya se hizo mención anteriormente, ya que ambos elementos pueden

ser determinantes en la decisión final. Por tanto, aspectos como las buenas relaciones con el personal de trabajo, el mantenimiento de una posición de prestigio dentro de una industria, el hacer frente a la competencia, y el cumplimiento de las leyes estatales y municipales, entre muchos otros que pudiésemos citar, pueden ser los motivos que decidan una inversión, independientemente de las posibilidades de costo e ingresos. Serían ejemplo de tales erogaciones, las encaminadas a actividades tendientes a proporcionar servicios y prestaciones para los trabajos, a la introducción de maquinaria para poder hacer frente a la competencia, a los desembolsos para investigaciones y desarrollo de nuevas técnicas y procedimientos de producción y control, a garantizar la salud y seguridad de los trabajadores. etc

En los estudios de inversión deben incluirse todos los factores de costo que se estimen inherentes a los proyectos bajo consideración. Es así, que debe reflejarse cualquier ahorro previsto en los costos de materiales o los que se deriven de la utilización del equipo o de la fuerza de trabajo. Igualmente deben preverse hasta donde sea factible los cambios que pudiesen presentarse en los costos de la obra de mano directa, materiales, manejo de los mismos, utilización del equipo, rendimientos mantenimiento, reparaciones, etc... así como de los aumentos o disminuciones en costos indirectos específicos tales como impuestos, seguros, fianzas, administración de oficinas centrales y de campo, financiamiento, etc...

De igual manera habrá que considerar todos los beneficios directos e indirectos que cada una de las alternativas de inversión ofrezca.

Ambos factores. de egresos e ingresos, de costo y de beneficios, deberán contem-

plearse dentro del horizonte económico que se considere adecuado en cada caso.

EL INCENTIVO DE LA UTILIDAD.

El incentivo que existe en cualquier decisión de invertir es el de obtener una utilidad. Cada erogación que encierre la esperanza de originar una utilidad, puede considerarse como "inversión", y de hecho este efecto es lo que define al concepto de inversión.

La utilidad es la motivación que induce a una persona a invertir, y en consecuencia a renunciar a satisfacer sus necesidades presentes, con la esperanza de poder satisfacer mayor número de necesidades en el futuro. Esta motivación es la que rige las inversiones de cualquier índole; personales, industriales, etc...

La utilidad puede también explicarse como el resultado de la productividad del capital.

FUENTES DE CAPITAL.

Los suministros de capital de una empresa, pueden provenir de varias "fuentes" y cada una de ellas puede tener diferente "costo" para la empresa.

En términos generales, podemos clasificar las llamadas "fuentes de capital" de una empresa en:

- a) Fuentes internas.
- b) Fuentes Externas

Las fuentes internas de capital están constituidas por:

- 1) El capital Constitutivo o Social de la empresa, integrado por las aportaciones directas de los socios o accionistas.
- 2) Las utilidades de ejercicios anteriores no distribuidas, o comunmente llamados "pendientes por aplicar" y que al no ser retira-

das por los socios, se dejan dentro de la empresa, para incrementar el capital de trabajo. Este capital de hecho constituye un préstamo de los socios a la empresa, para permitir las operaciones propias de la misma.

### 3) Los fondos de depreciación.

Las fuentes externas de capital quedan representadas por los préstamos otorgados a la empresa, por instituciones de crédito, inversionistas particulares, etc...

El capital Social es aquel que es propiedad de quienes lo usan y quienes esperan recibir en retribución una "utilidad".

La retribución correspondiente al capital prestado por las fuentes de financiamiento externas, se denomina: "interés".

El prestamista solo recibe un "interés" que es prefijado en monto y plazo y no participa de ningún otro beneficio derivado de la inversión que se haga en el capital, pero por otra parte, tampoco está sujeto a riesgos ni contingencias, al menos en circunstancias normales.

Es de hacerse notar que dentro de las "utilidades" que percibe el dueño del capital podemos distinguir dos partes: un "interés", similar

al que percibe como remuneración el capital prestado, y que corresponde al "costo" propiamente dicho del capital empleado; y una segunda parte que representa una compensación adicional al dueño del capital por el riesgo en que ha incurrido al realizar la inversión con su propio dinero.

Esta subdivisión solo es válida desde el punto de vista de un análisis económico, ya que, como veremos más tarde, el punto de vista contable no acepta el impactar la "utilidad" (al menos para efectos de libros) de éste interes, o costo interno del dinero.

Cuando en una empresa, no es posible lograr el ingreso de nuevo capital social ni conseguir más préstamos externos, el capital disponible para nuevas inversiones quedará limitado a las fuentes internas de financiamiento y su incremento estará constituido solamente por la retención de las utilidades (si las hay) y por los fondos que en cada período se integran a las reservas de depreciación de los activos existentes.

Sin embargo, aun en aquellos casos en que para incrementar los recursos de la empresa, sea factible recurrir al aumento del capital social mediante el ingreso de nuevos accionistas, se encuentra normalmente, cierta resistencia a seguir esta alternativa, sobre todo en las empresas pequeñas y medianas, ya que el aceptar nuevos so-

cios implica, para el grupo actual de dueños, normalmente reducida, el sacrificar el control que tienen de la empresa.

Para calcular el "costo del capital" de la compañía, habrá que estimar primero el costo de cada fuente y analizar después la composición de la disponibilidad total.

El problema de determinar este costo del capital, la más conveniente composición de los fondos y el interefecto en los costos de cada una de las fuentes de capital, es sumamente compleja pero de gran importancia para la planeación financiera de una empresa.

Dichas complejidades provienen fundamentalmente de la dificultad de calcular el costo de cada fuente de financiamiento (que además de variable y sensible a muchos factores) y del hecho de que al realizar una inversión, los fondos empleados rara vez pueden identificarse con su fuente y más bien pueden considerarse emanados de algún tipo de crisol de capitales en el cual todos disponibles se funden y pierden su identidad.

EL COSTO POR EL USO DEL CAPITAL.

De acuerdo con el principio del incentivo de la utilidad, cada peso gastado debe satisfacer la esperanza de utilidad del dueño del ca-



42.-  
pital. Por otro lado, vemos en el inciso anterior que las fuentes de financiamiento de una empresa pueden ser internas, constituidas por el capital que en forma general llamaremos "capital propio", y externos, constituidas por "capital prestado". A cada tipo de capital corresponde una remuneración distinta de acuerdo con sus características propias.

El término: "interés", se emplea para designar el pago o renta correspondiente al uso del dinero y que representa el costo del mismo. (Recordemos que incluida dentro del concepto "utilidad," hemos distinguido una parte constituida por un "interés" por el uso mismo del capital). Esta renta que se paga por el uso del capital, en esencia es la misma que se paga o se impacta en los costos, por ejemplo, por el uso de maquinaria o equipo, ya sea éste propio o rentado.

Sin embargo, es evidente que una empresa se encuentra en situación distinta se opera con capital propio que si lo hace con la misma cantidad de dinero, solo que con capital prestado. Hay una clara e importante diferencia entre el uso de capital propio y el uso de capital prestado; y entre los conceptos de utilidad e interés.

El capital que proviene de un préstamo, normalmente presenta las siguientes características: ha sido solicitado por tiempo determina-

do transcurrido el cual, se ha prometido reintegrarlo; el interes que por su uso se pagará, ha sido previamente fijado y no depende del resultado de la inversión a que el dinero se ha destinado, es decir, teóricamente al menos, no está sujeto al elemento riesgo. Por otro lado, tampoco será incrementado ni recibirá beneficio alguno adicional, si las utilidades que se obtengan de la inversión, resultan ser mayores que las previstas. Cuando el prestamista de un capital analiza y determina la tasa de interés que le es atractiva y a la cual está dispuesto a prestar su dinero, toma en cuenta: el riesgo en el que considera incurrir de que su dinero no le sea devuelto (el cual trata de reducir al mínimo mediante la exigencia de garantías colaterales, avales de terceros, etc...), sus gastos administrativos y el margen de utilidad que espera obtener.

A diferencia de lo anterior, la inversión del capital propio, tiene como esperanza de retribución, una utilidad, pero de hecho nada garantiza al inversionista que dicha utilidad será obtenida, ni el tiempo en el que se obtenga, y lo que es más, casi siempre existe el riesgo de que ni el capital inicial invertido pueda ser recuperado. Se desprende de aquí lo justo de la diferencia en monto que normalmente existe entre "utilidad" e "interes".

Otra muy importante diferencia entre utilidad e interes, es el tratamiento que la legislación fiscal dá a uno y a otro. Para el que percibe un interes, éste constituye en beneficio, una utilidad; la cual está gravada fiscalmente; en cambio, para el que paga dicho interés, ésta erogación representa un costo el cual es deducible fiscalmente. Las tasas de impuesto con las que el -

fisco grava los ingresos obtenidos en calidad de interés (como remuneración por dinero que ha sido prestado), y en calidad de utilidad (por una inversión realizada), son muy distintas. Es claro que el impacto financiero que representa el pago del impuesto correspondiente en cada caso, debe estimarse y considerarse previamente en el análisis de toda alternativa de inversión.

La obligación de compensar con un rédito ó de "pagar" por el uso de un capital a su propietario puede constituir una obligación legal, como es el caso de la obligación contractual originada por el préstamo de cierto capital a un interés y a un plazo predeterminado. O puede ser una obligación moral, como es la contraída por los dirigentes de una empresa con respecto a los accionistas cuyos fondos manejan y a quienes deben redividir unos "dividendos". Aún en el caso de capital propio, existe una obligación de sentido común de reconocer un costo de nuestro propio capital, derivado del hecho de que al invertir ese capital en esa alternativa, se están rechazando las utilidades o beneficios que hubiere proporcionado ese capital invertido en otra alternativa.

En forma genérica, a la tasa de interés que constituye la recompensa por el uso del capital en cualquier forma de inversión, se le denomina frecuentemente "tasa de recuperación del capital", ó simplemente "tasa de recuperación".

Aún en el caso de inversiones efectuadas por alguna dependencia gubernamental, debe considerarse, al hacer el análisis de factibilidad económica, un

costo correspondiente al capital por emplear y debe fijarse una tasa de recuperación al proyecto, ya que dicho capital por emplear, ha sido obtenido por medio de recaudación de impuestos, de los particulares, y habrá que reconocer que éstos hubiesen obtenido una cierta tasa de recuperación al invertir su dinero de no haberselos privado de este mediante el cobro de un impuesto.

De cualquier manera y sea cual sea la fuente de la cual provienen los fondos por emplear debemos reconocer que "usar dinero, cuesta dinero".

Hay varias razones que justifican el hecho de tener que considerar un costo al capital por emplear, y que se expresa mediante una "tasa de recuperación", cada vez que se analiza una inversión. Entre ellas podemos nombrar: 1o. la tasa de recuperación, remunera el dueño del capital por el hecho de no poder usarlo mientras aquel a quien se le ha confiado, lo está usando. 2o.- la tasa de recuperación compensa al dueño del capital por el riesgo que está corriendo al invertir su capital. 3o.- la tasa de recuperación, constituye un incentivo para que el dueño del capital invierta.

A menos que el impacto económico correspondiente al "costo del Capital" sea considerado de alguna manera en un análisis de inversión, el estudio resultante será inexacto, equívoco o inútil.

Aunque la inclusión del interés es indispensable en el estudio de inver-

siones, la determinación de un tipo de interés apropiado es una tarea que presenta algunas dificultades. A veces se considera erróneamente al interés como si fuese igual al rendimiento sobre la inversión. Queremos volver a insistir en que el rendimiento sobre la inversión consiste de dos elementos: interés y utilidad. El primero representa el costo del dinero empleado; el segundo una recompensa por el riesgo y la incertidumbre. El costo del interés constituye el elemento de criterio mínimo para la aceptación de proyectos de inversión de capital que se emprenden para obtener utilidades. Una empresa debe recuperar, por lo menos, el costo correspondiente al dinero empleado antes de que pueda considerar que ha obtenido una utilidad sobre su nueva inversión. Por otra parte, el elemento de criterio de aceptación mínimo, que puede considerarse como una recompensa por el riesgo y la incertidumbre, varía con la naturaleza del riesgo incurrido.

Al elegir entre las inversiones potenciales, una compañía sólo debería aceptar aquellas propuestas cuyo rendimiento esperado sobrepase, cuando menos, el costo del capital. Haciendo una comparación muy sencilla, sería antieconómico para una persona pedir dinero prestado con el propósito de realizar una inversión, si es que no va a poder invertir estos fondos en forma que le proporcionen un rendimiento mayor que los intereses que debe pagar. El costo del capital constituye el elemento de criterio mínimo de aceptación o la tasa mínima de rendimientos sobre la nueva inversión. Proyectos de capital que rindan ingresos inferior-

res a ésta tasa mínima aceptable, diluyen el capital de los accionistas y conducen a las empresas a un proceso de descapitalización.

Desafortunadamente, el determinar el costo del capital de una empresa es quizás el área más compleja y sujeta a controversias en el campo de las finanzas.

### COSTO DE OPORTUNIDAD DEL CAPITAL.

Todo propietario de capital, tiene más de una alternativa para invertir su dinero. Cada vez que acepta una de esas alternativas, renuncia a la oportunidad de invertir en otras alternativas y por tanto, renuncia también al beneficio que esas otras alternativas le hubiesen reportado. Esta situación da lugar al concepto de "Costo de oportunidad". Ejemplificando el concepto anterior a un caso muy sencillo, supongamos que una persona tiene dos oportunidades para invertir sus ahorros: adquirir bonos financieros que le reportarán un 9% de intereses anual o invertir en una casa para habitarla con su familia. Si decide invertir sus ahorros en la compra de la casa, de hecho está rechazando la oportunidad de adquirir los bonos y por tanto rechazada también una utilidad del 9% sobre su capital, y debe reconocer entonces que esta tasa: 9%, que deja de percibir, constituye el costo del capital con el que va a financiar la compra de la casa, aunque éste capital sea suyo. Por tanto, antes de decidirse deberá compararse esta utilidad (que dejará de percibir) con la utilidad (en éste caso, satisfacción) que le proporcionará la posesión de una casa propia para él y su familia.

Lo anterior deja de manifiesto, que ni para el capital propio, puede evitar considerarse un costo: "el costo de oportunidad", cuando se pretende aplicarlo a una inversión o al logro de un satisfactor. Desde el momento en que el propietario de un cierto capital decide invertir en determinada alternativa y partiendo de la base de que los recursos con que cuenta son limitados, está de hecho renunciando a la posibilidad de invertir en otras alternativas, aunque una de ellas pudiera ser, en el peor de los casos, simplemente dejar el dinero en el Banco ganando un cierto interés por bajo que éste sea. Por otro lado debe analizar si la utilidad esperada, usualmente expresada en términos de una tasa de interés anual, es suficiente para justificar la inversión en la alternativa propuesta; y aunque estrictamente hablando, no existe costo del capital (ya que éste es propio), al invertirlo debe esperarse, como mínimo, recibir una utilidad al menos igual a la de las alternativas rechazadas, siendo esta utilidad rechazada y perdida, lo que constituye el costo de oportunidad del capital.

En orden a determinar si la tasa de recuperación esperada en una cierta inversión es suficiente, debe compararse esta tasa esperada con las tasas que pudieran obtenerse de usar el capital en otras alternativas.

En la industria, un empresario tiene básicamente dos alternativas de inversión de capital de la firma: una es invertir el dinero dentro de la

misma empresa (como capital de trabajo para las operaciones propias de la misma), y otra es invertirlo fuera de la empresa (en compra de bonos financieros, acciones de otras empresas, etc...).

Veámoslo de esta forma: es cierto que no debería aprobarse la inversión del capital social de la empresa, (o la reinversión de las utilidades obtenidas, en su caso), dentro de la misma, si la tasa de recuperación que se espera obtener es inferior a los que se pudiese obtener con alguna inversión fuera de la empresa. Las oportunidades externas y sus tasas de recuperación, constituyen, desde este punto de vista, un criterio de límite inferior para la inversión interna. Sin embargo, la alternativa de invertir externamente a la empresa, es muy raro que pudiese representar una situación adecuada, ya que, por un lado, dentro del campo industrial, lo normal es que a una empresa se le presenten internamente una infinidad de alternativas y posibilidades de inversión de fondos para mejorar su situación económica, para incrementar su nivel de ingresos, reducir costos de producción u operación, inversiones en maquinaria de producción, equipo de transporte, equipo de oficina para la implementación de nuevos sistemas administrativos, inversiones en medidas para aumentar las prestaciones del personal, etc... y por otro lado, si en realidad las mejores alternativas de inversión se presentan en el exterior, no hay razón para continuar con ese negocio y en consecuencia la empresa debe liquidarse.



Solo en una situación particular en la que se tenga en un momento dado, un superavit de recursos monetarios, se podría justificar que ciertos fondos fuesen destinados a la compra de bonos o acciones aún de relativo bajo interes, cuando se prevea que, de no proceder así, dichos fondos permanecerán "inactivos" en una cuenta bancaria sin obtener ninguna recuperación.

Se sobre entiende que para que lo anterior pueda justificarse, la situación descrita es meramente temporal y circunstancial, ya que de no ser así lo mejor es que los administradores de la empresa, reintegren el capital a los accionistas de la misma, por resultar evidente que de seguir dicho capital invertido en la empresa, no podrá rendir a sus dueños una tasa de recuperación mínima esperada. Es claro que un administrador, actua incorrectamente cuando retiene ese capital sabiendo que no puede satisfacer esas mínimas esperanzas de utilidad de los inversionistas.

Resulta entonces claro, que el costo de oportunidad de la empresa está determinado por el costo de oportunidad de sus accionistas, ya que cada accionista, al momento de invertir en la empresa, mediante la compra de nuevas acciones o conservando las anteriormente adquiridas o prestando dinero para la operación de la empresa, está rechazando otras oportunidades de inversión y de hecho, las utilidades que estas

últimas le hubiesen podido proporcionar. Esas oportunidades y esas esperanzas, se convierten en consecuencia, en el costo de oportunidad del capital social de la empresa.

No podemos mencionar el costo de oportunidad sin dejar de observar que sugiere un medio de determinar el costo del capital.

Si el financiamiento se lleva a cabo con fondos ajenos, es decir, con capital prestado, la tasa de interés que se paga por el uso del dinero, claramente establece el costo del capital.

EL VALOR DEL DINERO CON EL TIEMPO.

Hemos visto que el dinero debe estar "ganando" cuando menos, lo que hemos llamado el costo del capital y esto da origen al concepto del valor del dinero con el tiempo, el cual puede ilustrarse de la siguiente manera:

Supongamos un préstamo de \$ 1,000.00 que será usado durante los próximos cuatro años. Consideramos que el costo del capital es de 10% anual.

En estas condiciones, la cantidad adeudada al cabo del primer año -

está constituida por la cantidad original \$ 1,000.00 más \$ 100.00 correspondientes al costo del capital, o sea; \$ 1,100.00; al final del segundo año, serán \$ 1,100.00, más el costo del capital por ese año, \$ 110.00, lo que da un total de \$ 1,210.00; al final del tercer año la cantidad será de \$ 1,210.00 más \$ 121.00, o sea, \$ 1,331.00; y al final del cuarto año, serán \$ 1,331.00 más \$ 133.10, o sea, \$ 1,464.10.

Lo anterior constituye un proceso de interés compuesto, esto es, la acumulación de intereses sobre el capital original y sobre los intereses anteriormente generados.

Aplicando el concepto del valor del dinero con el tiempo en el ejemplo anterior, observamos que \$ 1,000.00 de hoy, tienen un valor de \$ 1,100.00 dentro de un año y de \$ 1,210.00 dentro de dos, de \$ 1,331.00 dentro de tres, y de \$ 1,464.10 dentro de cuatro. En forma inversa, también podemos decir que una cantidad de \$ 1,464.10 dentro de cuatro años, equivalen a \$ 1,000.00 hoy.

Claro que lo anterior es considerando una tasa de incremento del valor del dinero con el tiempo, de 10% anual, lo cual no siempre será cierto, ya que podrá ser mayor o menor de acuerdo con las condiciones de cada caso particular, pero al menos, lo que podemos asegurar, es que dicho

valor nunca es cero.

Como ejemplo de que lo anterior es cierto, preguntémosnos si alguien nos querrá prestar \$1,000.00 ofreciéndole nosotros reintegrarle los mismos \$1,000.00 al cabo de un año; aún dándole plenas garantías de que su dinero le será entregado sin falta y en fecha determinada. Si nadie acepta, la razón será que \$1,000.00 de hoy, no equivalen a \$1,000.00 dentro de un año. Si la mínima cantidad que alguien exige le sea pagada dentro de un año para otorgarnos el préstamo de ----- \$1,000.00 es de \$1,100.00, esto significa que el valor del dinero con el tiempo se valúa en 10% anual.

Lo anterior nos lleva además a otra consideración: supongamos que nos informan que las erogaciones que se llevarán a cabo en cierta inversión, será: \$1,000.00 el día de hoy, \$1,100.00 al terminar el primer año y \$1,210.00 al terminar el segundo año. No podemos decir, que el costo de la inversión está representado por la suma de las erogaciones: \$1,000.00 más \$1,100.00, más \$1,210.00 igual a \$3,310.00, ya que estaríamos sumando cantidades cuyo monto está expresado en distinto tiempo; es decir, si bien es cierto que el desembolso real si será de \$3,310.00, también lo es el hecho de que ésta erogación no

será efectuada de un golpe en un momento dado, sino que parte al menos de la misma, será diferida una y dos años.

Lo correcto es, sumar las tres cantidades, pero una vez que han sido expresadas "en un mismo tiempo", así por ejemplo, si actualizamos los valores de cada año al momento actual y consideramos por otro lado que la tasa representativa del valor del dinero con el tiempo, es de un \$ 10%, tenemos:

Valor actual, de \$ 1,000.00 gastados hoy:	\$ 1,000.00
Valor equivalente actual de \$ 1,100.00, que se gastarán dentro de un año:	1,000.00
Valor equivalente actual de \$ 1,210.00 que se gastarán dentro de dos años.	1,000.00
	<hr/>
Suma actualizada de las erogaciones, al día de hoy.:	\$ 3,000.00

Podemos establecer, que en reconocimiento del concepto de valor de dinero con el tiempo, las cantidades de un cierto flujo de efectivo, deberán ser traducidas a un mismo punto del tiempo, antes de ser sumadas o comparadas entre si; y es muy importante que quede claro que no pueden sumarse o compararse, cantidades expresadas en distintos puntos del tiempo.

Ahora bien, detengámonos un momento a pensar: ¿Cuál es la razón de fondo de que siempre que analizamos una alternativa de inversión, hay necesidad de considerar un incremento del valor del dinero con el tiempo?. La primera respuesta que se nos ocurre es que el tener que pagar un interés, constituye un hecho en el ámbito de los negocios y en general en el medio mercantil. Pero entonces surge a su vez, otra pregunta aún más compleja: ¿Cómo se explica y se justifica que en los negocios, el interés del dinero, sea un hecho?,

En Economía se explica lo anterior mediante un análisis de la situación de la oferta y de la demanda de fondos para inversión. Desde el punto de vista de la oferta, el interés es necesario como incentivo para invertir. Desde el punto de vista de la demanda, el interés es posible dado que el capital es productivo.

Desde el punto de vista de la oferta, si una persona presta dinero que ha ahorrado, se priva de poder satisfacer en ese momento ciertas necesidades. No puede emplear su dinero en la adquisición de bienes de consumo, si se lo ha prestado a alguien, o si lo ha invertido en la compra de maquinaria o equipo (esto es, en bienes de producción), o ha comprado acciones de una empresa, o lo ha pagado como impuestos al gobierno. En todos estos casos requiere la existencia de un incentivo que lo compense del diferimiento que estas inversiones implican, de la satisfacción inmediata de sus necesidades.

Por otro lado hay que reconocer que otro incentivo, como es el "sentimiento de seguridad", puede en un momento dado, ser más importante que el incentivo: interés. Es común que cierta cantidad de fondos se invierten a tasas menores de interés, pero en condiciones de menor riesgo, ya que la sensación de confianza y seguridad que una inversión de este tipo proporciona, compensa una tasa de recuperación baja relativamente a las que pudieran brindar otras alternativas de inversión pero que implicasen mayor riesgo. Sin embargo, en términos generales podemos afirmar que mientras mayor sea la tasa de interés, mayor es la motivación para diferir el consumo, e invertir con la esperanza de obtener un interés sobre nuestro dinero. Es razonable suponer que si desaparecieran las perspectivas de obtener un interés como remuneración a la inversión del dinero, también desaparecerían los estímulos para invertir.

Ahora, desde el punto de vista de la demanda, ¿cómo es posible pagar interés?, esto es, ¿cómo puede una empresa encontrar conveniente pedir dinero prestado y pagar el interés requerido por ello? ¿cómo puede una sociedad pagar dividendos a sus accionistas, lo cual no es más que una remuneración por la inversión de su dinero?. La respuesta es que los bienes de capital son productivos. El capital y los bienes de producción (maquinaria, equipo, estructuras, etc...), son productivos. Es por esto que una empresa puede pagar un interés sobre dinero prestado, o puede atraer capital de socios que invertirá en

bienes de producción, y pagarles posteriormente dividendos mayores que el interés que pudieran haber obtenido simplemente prestando su dinero.

Con lo anterior tenemos la doble explicación al interés: "El interés puede existir porque el capital es productivo, y es necesario que el interés exista para que haya un incentivo substancial para la inversión".

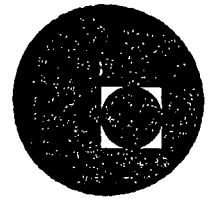
Pero quizás, más correcto que decir que los bienes de capital son productivos, sería afirmar que bajo circunstancias favorables, bienes de capital específicos son suficientemente productivos para generar una recuperación atractiva, y por otro lado, el problema de determinar ~~si los bienes de capital~~ <sup>en determinadas</sup> circunstancias, bienes de capital específicos serán lo suficientemente productivos para generar una recuperación atractiva, es un problema de Ingeniería Económica. Cada situación deberá ser examinada a la luz de los beneficios y costos que las circunstancias permitan estimar. Las consideraciones de tipo técnico que un problema de este tipo implica, hacen necesaria la intervención de conceptos de Ingeniería Económica para su solución.

Un analista, conocedor de los principios y las técnicas de la Ingeniería Económica, está capacitado para hacer recomendaciones respecto a la conveniencia o no, de invertir en bienes de producción, ya que puede

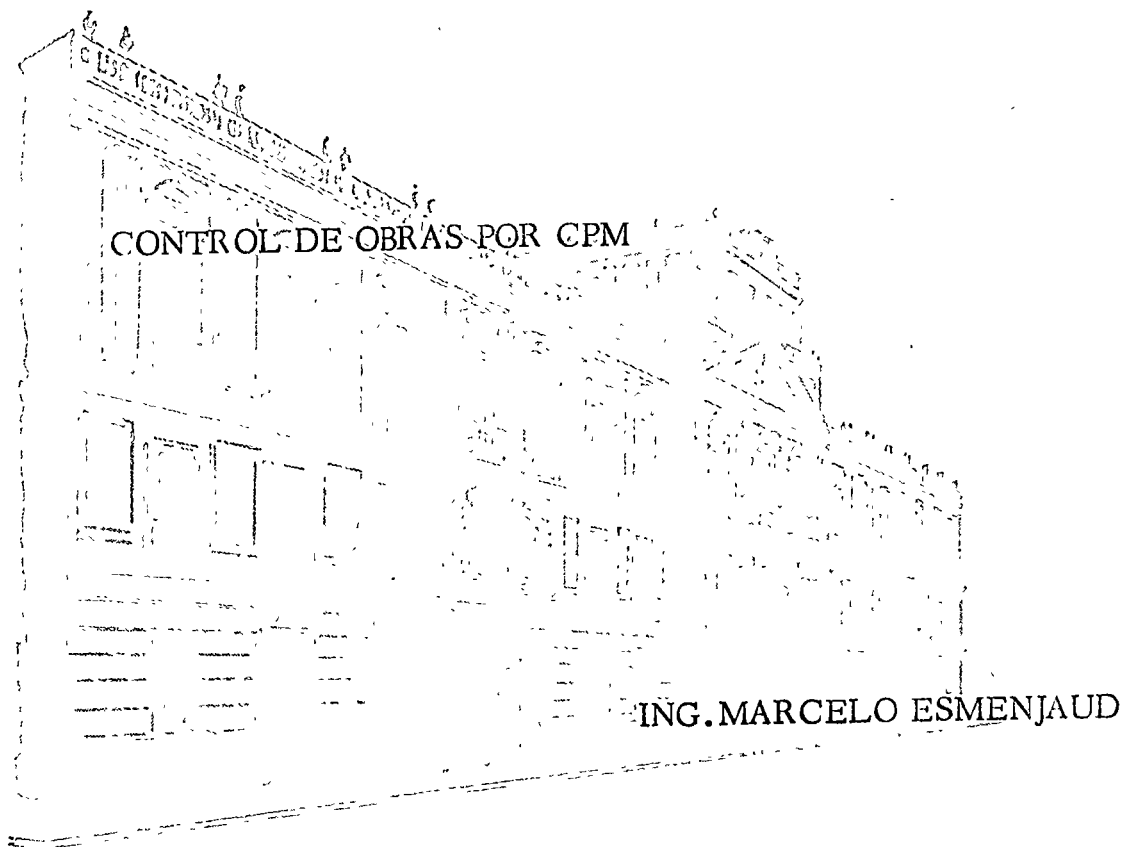




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



RESIDENTES DE CONSTRUCCION



Mayo, 1977.

## I N D I C E

I	OBJETIVOS
II	REFERENCIA HISTORICA
III	CARACTERISTICAS Y VENTAJAS
IV	TECNICAS DEL METODO
V	RELACION TIEMPO-COSTO
VI	ASIGNACION Y NIVELACION DE RECURSOS
VII	BIBLIOGRAFIA

## I. OBJETIVOS

Dos son los objetivos esenciales que se pretenden cubrir durante el desarrollo del tema:

1) Presentar al C.P.M. como un sistema general para el control de proyectos.

- Es frecuente considerar al C.P.M. (Critical Path Method) como un método de programación, más que como un sistema de control. Su aplicación se ha orientado en la mayor parte de los casos a la programación de tiempo ejecutado únicamente, desaprovechando así su gran potencial como herramienta de programación y control general de proyectos y obras.

En realidad el C.P.M. es un sistema procesador de información con varios niveles de aplicación, que puede utilizarse para producir la información requerida en la mayoría de las decisiones gerenciales, tanto de quien solicita los trabajos, como de quien los ejecuta.

A fin de cubrir este objetivo, se involucrarán en la programación los distintos recursos que se presentan durante el desarrollo de un proyecto u obra (tiempo, personal, materiales, equipo y dinero), mostrando la interrelación que guardan entre sí todos ellos.

2) Proporcionar la técnica necesaria para la utilización inmediata del C.P.M. en la forma más práctica posible.

- A partir de la fecha del nacimiento de estas técnicas en 1958 se han desarrollado una gran cantidad de variaciones o "presentaciones" que difieren entre sí en ciertos elementos de forma, conservando en todos ellos la técnica básica de fondo.

Para lograr el presente objetivo, se estudiarán las técnicas básicas del método, mediante una "presentación" convencional en la que se proporciona la información a través de los eventos y de gráficas tabulares.

Inmediatamente después y en base a las técnicas básicas anteriores, se ofrecerá una "presentación" bastante práctica mediante mapas de proyecto, para ser utilizada directamente por el personal de una obra.

Posteriormente se analizará el impacto que tiene la relación tiempo-costo en la programación y control de un proyecto. Por último y en forma general, se asentarán las bases para la asignación y nivelación de los recursos que comprende la programación de manera que sirvan como elementos de control.

## II. REFERENCIA HISTORICA

- Métodos utilizados para el control de proyectos:

- 1) Experiencia e intuición (antes de 1870)
- 2) Taylor.- Primeros estudios de tiempo y movimiento (1870)
- 3) Diagrama de Gantt.- (1915)
- 4) Diagrama de flechas y ruta crítica (1958)
- 5) Combinación de diagrama de flechas y estadística (1963).

Posteriormente a los estudios de tiempo y movimiento de F. Taylor, surgió la teoría de Gantt, aplicable a cualquier tipo de Industria.

Henry Gantt, basándose en los rudimentarios diagramas de barras, usó su sistema por primera vez durante la primera guerra mundial y en febrero de 1918 publicó un artículo sobre este tema en "Industrial Management".

La gráfica de Gantt contiene solamente líneas rectas. La primera empleada en la industria de la construcción, fue desarrollada por el Profesor David B. Porter de la Universidad de Nueva York y miembro del Staff de Gantt en Frankford, habiendo sido aplicada en la construcción de un Arsenal en 1917.

Otras de las gráficas originales de Gantt fueron para los siguientes conceptos:

Comportamiento Hombre-Máquina

Lay-out (trabajo vs. maquinaria y lugares de trabajo).

Gráficas de carga

A la muerte de Gantt, Wallace Clark siguió desarrollando esta técnica en planeación y desarrollo de trabajos en proyectos y programas industriales (Wallace Clark, "The Gantt Chart" The Ronald Press Company, New York 1922).

El uso del método de Gantt es muy amplio, tanto en labores de planeación como de control y forma base de un gran número de tableros de planeación, que se encuentran disponibles en la actualidad.

Posteriormente en 1958 la Armada de los E.E.U.U. contrató a la compañía de consultores administrativos Booz, Allen & Hamilton para estudiar la aplicabilidad de métodos modernos estadísticos y matemáticos a la programación y control de proyectos. De sus estudios se desarrolló la técnica conocida como PERT (Program Evaluation and Review Technique).

En 1958, también surgió el de C.P.M. o método del Camino Crítico desarrollado por Kelley y Walker. Tanto el PERT como el C.P.M. son utilizados para la planeación y control de proyectos, teniendo como base común el diagrama de flechas.

El PERT maneja como recurso fundamental el tiempo, en tanto que el C.P.M. el costo.

### III. CARACTERÍSTICAS Y VENTAJAS

El C.P.M. difiere de los métodos tradicionales de planeación y programación en dos cosas fundamentales:

- 1) Separa la planeación de la programación. Planeación consiste en determinar qué actividades se van a efectuar en un

proyecto y qué orden de ejecución deben tener. Programación es el acto de trasladar el plan a una tabla de recursos.

- 2) Relaciona directamente tiempo y costo. Esto indica que los tiempos de una actividad en un proyecto pueden acortarse por medio de un aumento en el costo mínimo de esa actividad.

Resulta conveniente destacar la necesidad de actualizar constantemente la información vertida en el C.P.M., con objeto de contar con resultados acordes a la realidad. En ocasiones la ruta crítica original cambia debido a situaciones propias que se presentan durante el desarrollo de un proyecto.

Las principales ventajas que ofrece el método son las siguientes:

- a) Suministra una base disciplinada para la planeación de un proyecto.
- b) Proporciona una idea clara del alcance del proyecto.
- c) Es un vehículo importante para la evaluación de estrategias y objetivos.
- d) Elimina con gran medida la posibilidad de omitir un trabajo que pertenezca al proyecto.
- e) Mostrando las interrelaciones entre los trabajos, señala las responsabilidades de los diferentes grupos o departamentos involucrados.
- f) Hace posible la "dirección por excepción" llamando la atención del ejecutivo a aquellas actividades que están o estarán en dificultades.
- g) Forma un útil y completo record del desarrollo de las obras y proyectos.

#### IV. TECNICAS DEL METODO

El C.P.M. es aplicable a todo tipo de proyectos, entendiéndose por tal al conjunto de actividades dirigidas a la consecución

de un objetivo único. Un proyecto comprende una acción futura y todos los actos involucrados en obtener el fin fijado.

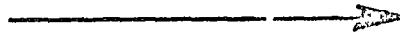
Cada proyecto tiene una estructura propia, debido a las dependencias y circunstancias esenciales de las actividades individuales requeridas para su terminación. Cualquier plan para la ejecución de un proyecto debe tomar en cuenta esas dependencias.

En estas condiciones el C.P.M. perfila la conveniencia de planear primero y programar después, dejando solo a la programación el aspecto cuantitativo.

El método se inicia con un diagrama de flechas que incorpora todos los elementos de un proyecto. Las operaciones, métodos y recursos (tiempo, dinero, personal, equipo y material) más las condiciones impuestas (diseño, tiempo de entrega, aprobación, presupuesto, fecha de terminación, etc.) están agrupadas en un plan coordinado que es el diagrama de flechas.

La "presentación" que a continuación se expone, tiene un enfoque pedagógico muy conveniente a efectos de proporcionar una base técnica en el alumno que le permita interpretar las distintas "presentaciones" que existen en la práctica y desarrollar las bases fundamentales del método de acuerdo a sus propias necesidades.

Cada actividad se representa en este diagrama por una flecha.



La longitud o dirección de una flecha no tienen significado. El tiempo se dice que fluye de la cola a la punta de la flecha. Las flechas se interconectan para mostrar la secuencia en que las actividades deben desarrollarse, obteniéndose como resultado final el Diagrama de Flechas.

Cada vez que se va a trazar una flecha deben hacerse tres preguntas:

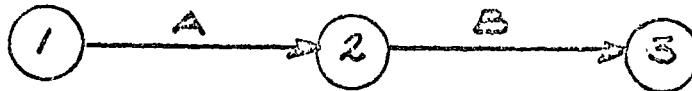
- a) ¿Qué otra(s) actividad(es) debe(n) estar terminada(s) antes de que pueda iniciar ésta?
- b) ¿Qué actividad(es) puede(n) efectuarse simultáneamente con ésta?
- c) ¿Qué actividad(es) debe(n) seguir a ésta?

Con un conocimiento completo del proyecto por efectuarse, las respuestas a estas preguntas no deben presentar problemas y con ellas se puede desarrollar una red completa que represente un plan lógico para el desarrollo del proyecto.

La preparación del diagrama de flechas tiene tres reglas básicas que deben respetarse siempre:

#### Regla I - Eventos

Todas las actividades tienen un evento de origen y un evento final.



La actividad A tiene un origen (evento 1) y un final (evento 2).

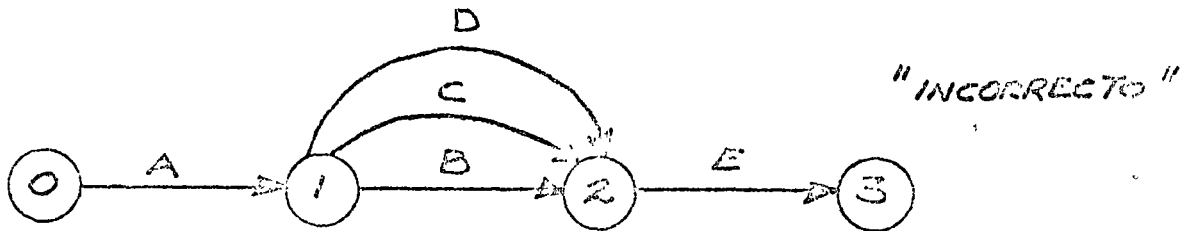
La actividad B tiene un origen (evento 2) y un final (evento 3).

Después de que se termina la red, se le asignan números a los eventos para identificarlos, de preferencia en orden de secuencia de ejecución.

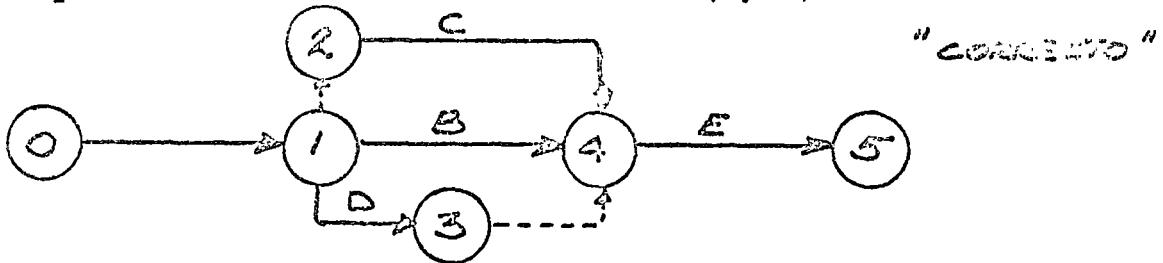
#### Regla II - Ramas Concurrentes

Una actividad de tiempo cero o "dummy" se usa para mantener la secuencia lógicamente correcta. Estas actividades se indican con flechas de líneas no continuas, y también tienen eventos inicial y final. Cuando dos o más actividades tienen eventos inicial y final iguales, se utilizan "dummies" para todas las ramas con excepción de una, con el fin de que cada actividad puede identificarse separadamente por los números de los eventos inicial y final.





B, C y D se identificarían todas como (1, 2).



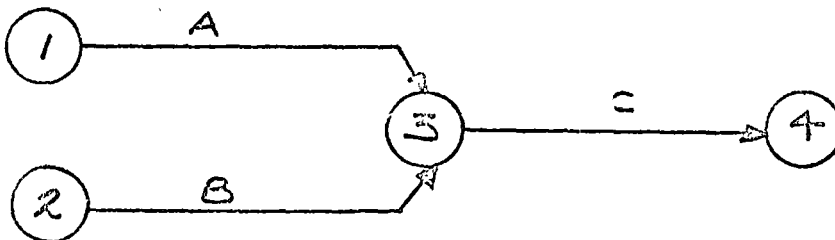
Actividad B identificada como (1, 4)

Actividad C identificada como (2, 4)

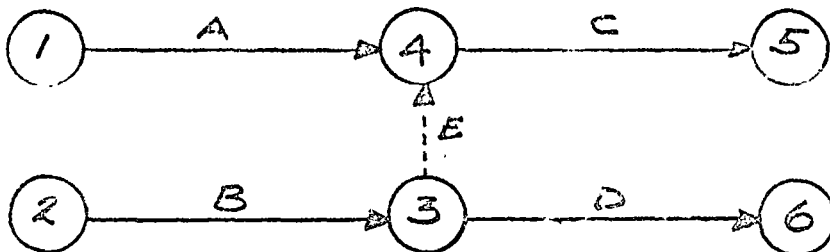
Actividad D identificada como (1, 3)

Regla III - Ramas dependientes e independientes

En todo proyecto existen relaciones de secuencia entre sus diferentes actividades, tales como:



En este ejemplo no se puede iniciar C sin haber terminado A y B. Si se añade otra actividad D que dependa de B pero que es independiente de A y C, el diagrama quedaría como sigue:



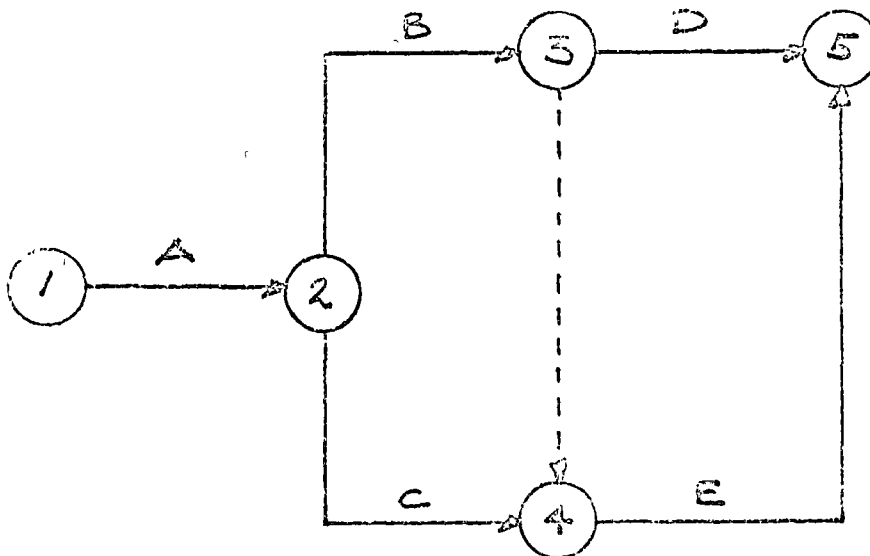
El diagrama ahora indica que C depende de A y B y que E depende solamente de B.

### Numeración de Eventos

La numeración de eventos debe ser tal que siempre el número en el evento final de cada flecha es mayor que el del evento inicial. Sin embargo, los números no es necesario que sean consecutivos o que se inicien con el 1.

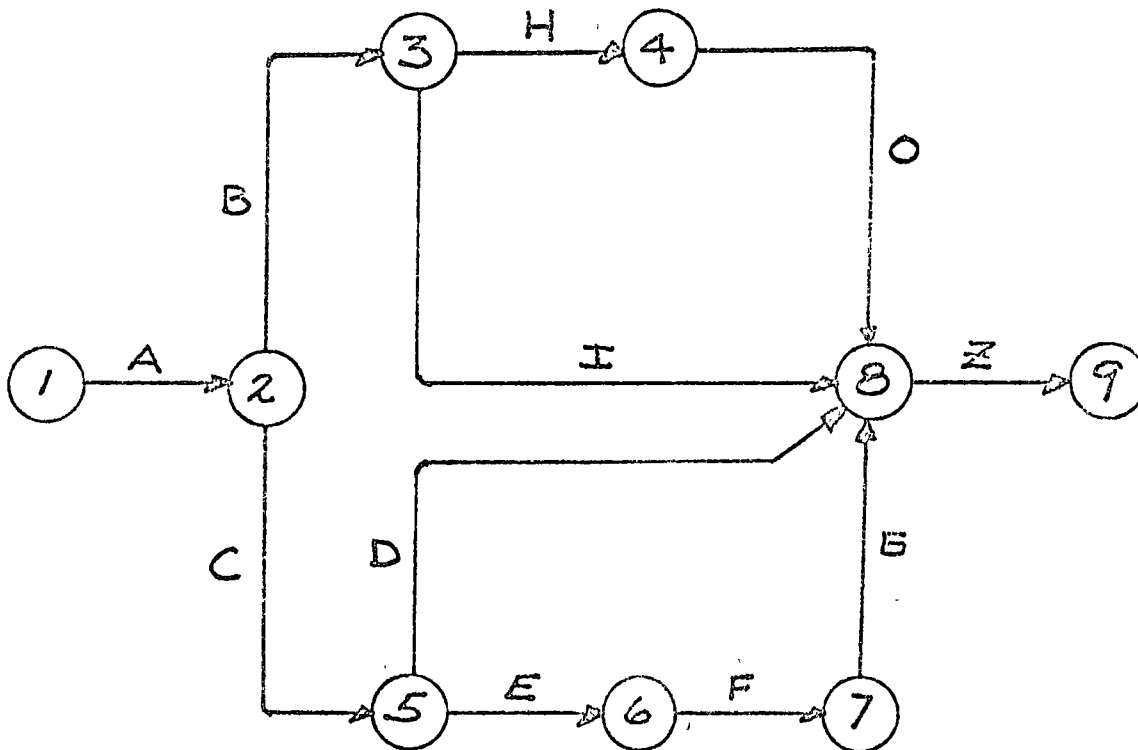
### Ejercicios

1. Un proyecto consiste de cinco actividades A, B, C, D, E. Dibujar el diagrama de flechas numerando los eventos, si:
  - a) Las actividades B y C dependen solo de A.
  - b) La actividad D depende de B, pero no de C.
  - c) La actividad E depende de C y B.
  - d) El proyecto se termina con D y E.



2. Dibujar un diagrama de flechas numerando los eventos con la siguiente información:

- 1) A es la primera actividad del Proyecto.
- 2) B y C son concurrentes en el inicio y dependen de A.
- 3) D y E son paralelas y dependen solamente de C.
- 4) F sigue a E y precede a G.
- 5) H e I pueden iniciarse después de B.
- 6) O sigue a H.
- 7) O, I, D y G deben terminarse antes que pueda iniciarse Z que es la última actividad.



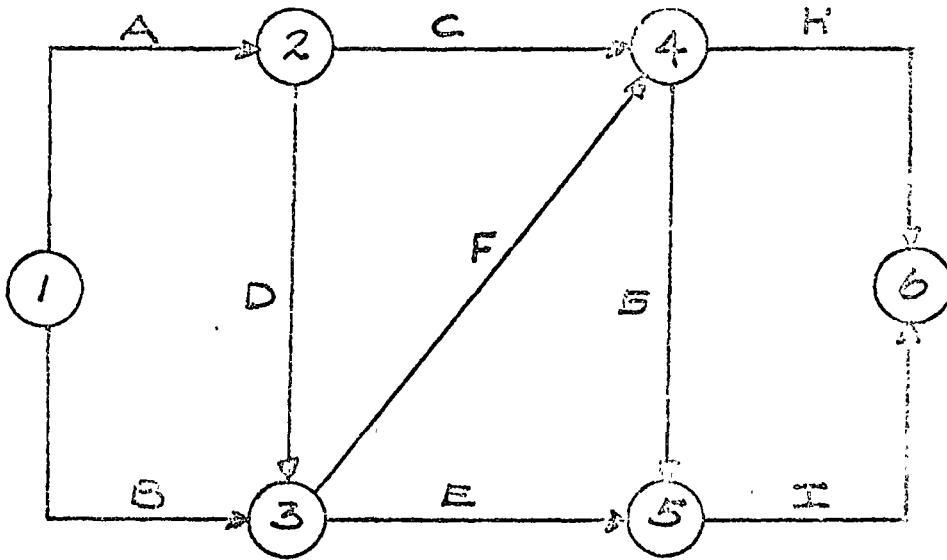
3. Un proyecto consta de 9 actividades: A, B, C, D, E, F, G, H, I.  
Dibujar el diagrama de flechas numerando los eventos si:

- 1) A y B pueden iniciarse inmediatamente.
- 2) C y D dependen de A y son concurrentes en el inicio.
- 3) E depende de B y D.
- 4) F sigue a B y a D.
- 5) H puede empezar cuando terminen C y F.
- 6) G sigue a C y F.
- 7) Al terminar G y E puede empezar I.
- 8) El proyecto se termina con H e I.

Desarrollo

(Solución en la siguiente hoja)

## Solución al Ejercicio # 3



### Fecha más Temprana de Iniciación

Al buscar la fecha de iniciación para una actividad, se encuentran algunas veces que existe una posible variación en esa fecha. Ciertas actividades pueden iniciarse en cualquier fecha dentro de un determinado período sin afectar la fecha de terminación del proyecto completo.

Otras actividades no pueden tener variación en su fecha de iniciación sin afectar la duración del proyecto.

Cualquier actividad que no acepta variación en su fecha de iniciación es crítica, y cualquier actividad cuya fecha de iniciación puede variarse dentro de un período es no-crítica.

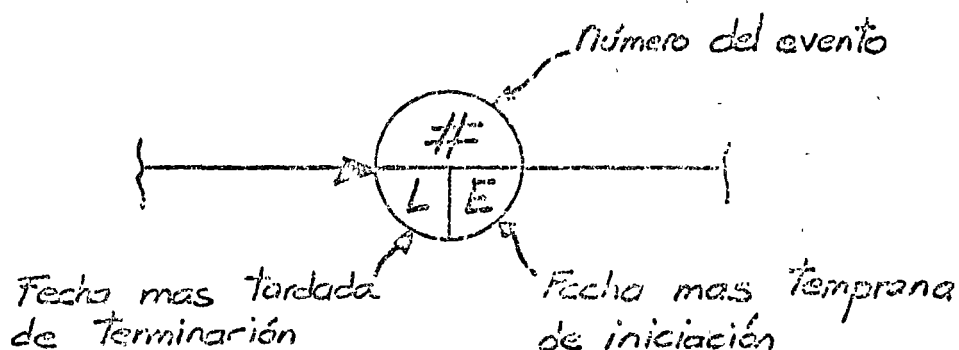
Para encontrar la "fecha más temprana de iniciación" de cada actividad, se requieren tres cosas:

- 1) Fecha de iniciación del proyecto.
- 2) La secuencia de interrelación de todas las actividades.
- 3) La duración de cada actividad.

La primera puede eliminarse durante la fase de planeación considerando cero la fecha de iniciación del proyecto, a reserva de más tarde ponerle fecha. Esto tiene dos ventajas: a) Se puede iniciar la planeación y programación aunque no se conozca la fecha exacta de iniciación, b) es más conveniente trabajar con números como 2 ó 10 que con fechas de calendario.

La segunda condición queda cubierta con el diagrama de flechas y la duración de cada actividad se estima de acuerdo con el método preseleccionado (historia, experiencia, rendimiento, - etc.).

Como convención en esta "presentación" se utilizará la siguiente anotación para cada evento:

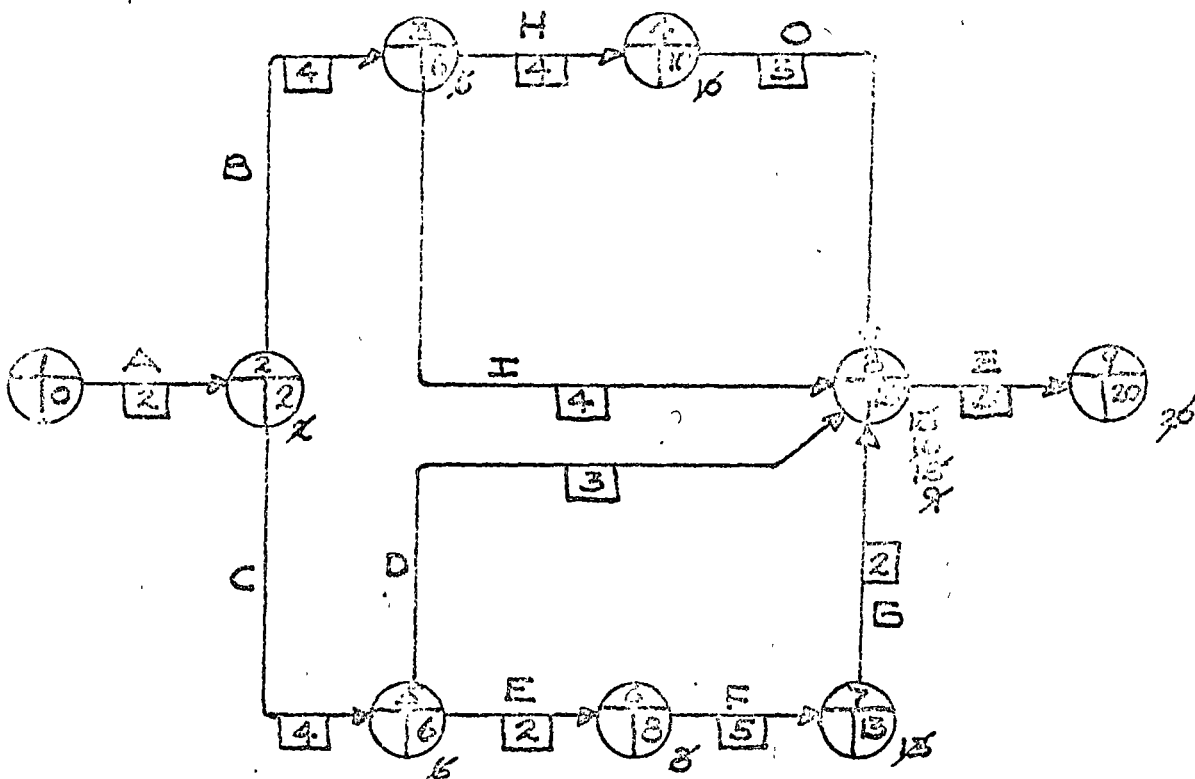


Procedimiento Práctico de Cálculo

- 1) A cada evento, empezando con el primero y usando el valor de  $E$  en éste, calcúlese la fecha más temprana de terminación de todas las actividades que se inicien en ese evento. Márquese estos valores con lápiz cerca de la punta de la fecha correspondiente. Pásese al siguiente evento.
- 2) Selecciónese el valor mayor de las fechas más tempranas de terminación para todas las actividades que terminen en ese evento. Colóquese este valor en el lugar correspondiente del círculo. Bórrese los números sobrantes y prosígase con el siguiente evento volviendo al paso 1.

Ejemplo:

Ejercicio # 2. (planteado en la pág. 9)



Duraciones: (V.B. días)

A=2	D=3	G=2	O=3
B=4	E=2	H=4	Z=5
C=4	F=5	I=4	

### Fecha más Tardada de Iniciación

Después de determinarse la fecha más temprana de iniciación, el siguiente paso es establecer lo crítico de cada actividad; esto es, determinar si hay posibilidad de variación en la fecha de iniciación. La variación posible en la fecha de iniciación se llama "tiempo flote total", o "flote total" y cualquier actividad con un flote total igual a cero es crítica.

Para encontrar el flote total es necesario conocer primero la fecha más temprana de iniciación y después la fecha más tardada de iniciación. La primera ya se vió como calcular.

En ausencia de cualquier otro método directo para obtener la fecha más tardada de iniciación, ésta puede encontrarse sustrayendo la duración de la actividad de la fecha más tardada de terminación por lo que, se procederá a explicar cómo calcular esta última para cada actividad.

#### Procedimiento Práctico

El procedimiento para encontrar la fecha de iniciación más tardada puede resumirse de la manera siguiente:

- a) Fecha de iniciación más tardada = Fecha de terminación más tardada - Duración.
- b) La fecha de terminación más tardada de todas las actividades que terminan en un mismo evento se representa por el símbolo L.
- c) El procedimiento se inicia estableciendo:
 
$$L \text{ último evento} = E \text{ último evento}$$
- d) Los valores de L se encuentran en cada evento regresando en secuencia inversa del último evento hasta el primero.
- e) En cada evento:

L = la menor fecha de iniciación más tardada de las actividades que salen del evento.



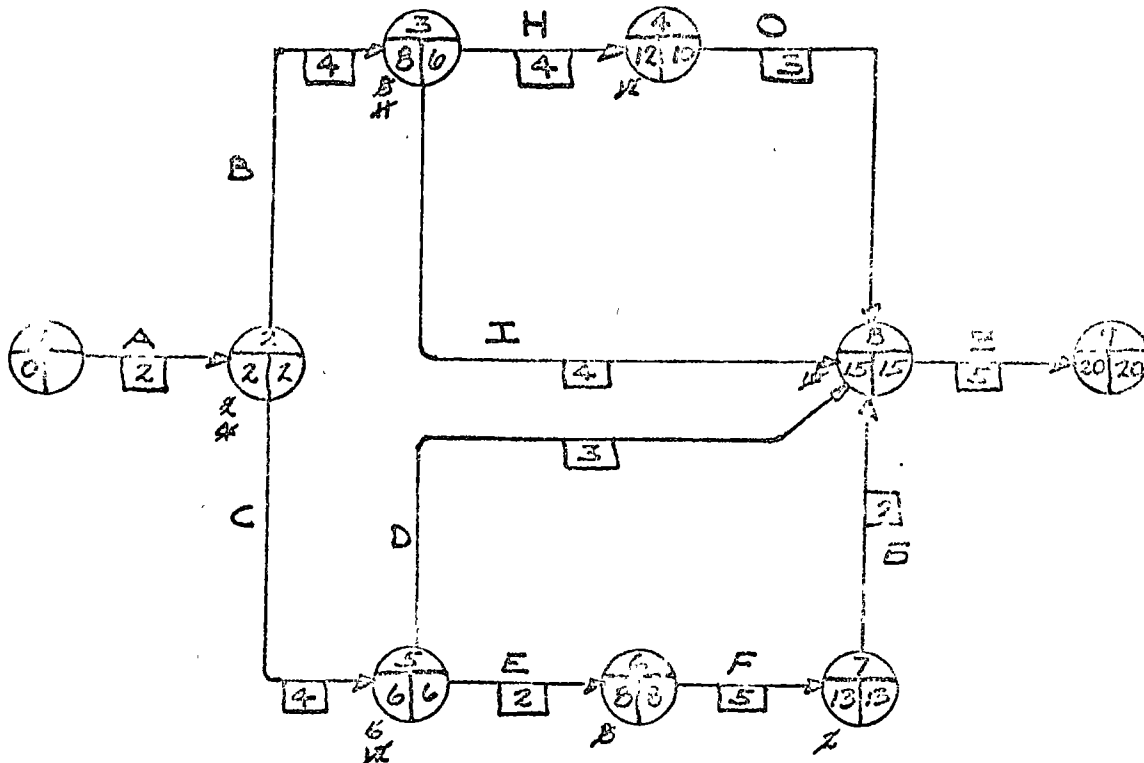
Esto significa que en cualquier evento, la fecha de terminación más tardada de las actividades que terminan en él, afectarán la iniciación de todas las actividades que salgan del evento; por tanto, la fecha de terminación más tardada de las actividades que terminan en un evento es necesariamente igual numéricamente al menor valor de fecha de iniciación más atrasada para las actividades que salen del mismo evento.

En cada evento, empezando por el último, encuentre la fecha de iniciación más tardada de todas las actividades que terminan en el evento, anote estos valores cerca del círculo del siguiente evento de cada una de las actividades. Pase entonces al siguiente evento (en secuencia inversa), seleccione el valor menor de las fechas de iniciación más tardadas anotadas junto a él, anótela en el lugar correspondiente y tache o borre los otros números; encuentre la fecha de iniciación más tardada para todas las actividades que terminen en el evento y prosiga de la misma forma.

f) L primer evento = E primer evento = 0

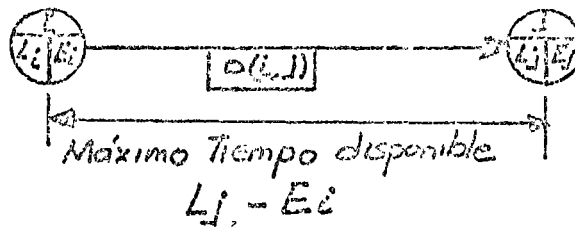
### Ejemplo

Ejercicio #2 (planteado en la pág. 9)



### Tiempo Flote Total

La posible variación en las fechas de iniciación para una actividad dada representa el tiempo flote total.



Tal como se indica en la figura anterior, el máximo tiempo disponible para ejecutar una actividad está definido por la diferencia entre la fecha más tardada de terminación ( $L_j$ ) y la fecha más temprana de iniciación ( $E_i$ ). Es obvio que si al máximo tiempo disponible se le resta el tiempo requerido de ejecución o duración de una actividad, se obtiene el tiempo flote total.

Por lo tanto, se puede definir al tiempo flote total como el sobrante del tiempo disponible con respecto a la duración de una actividad. El resultado de este exceso o sobrante es la posible variación de la fecha de iniciación.

$$\text{Flote total} = L_j - E_i - D(i, j)$$

### Camino Crítico

Si una actividad no tiene tiempo flote total es crítica y todas las actividades críticas forman el camino crítico. Aunque puede haber más de un camino crítico dentro de un proyecto, no puede existir una actividad crítica que esté fuera de alguno de los caminos críticos.

Se puede establecer algunas consecuencias de lo mencionado - hasta aquí:

- 1) La duración de un proyecto es igual a la suma de las duraciones de las actividades que forman el camino crítico desde el principio hasta el final del proyecto. Esto es, que el camino crítico es la "cadena" más larga del principio al final.

- 2) Un retraso en la iniciación o terminación de una actividad crítica retrasará al proyecto el mismo tiempo.
- 3) Si se aplican más recursos para reducir la duración del proyecto, las actividades a las que se apliquen deberán seleccionarse entre las críticas.
- 4) La prioridad para el uso de los recursos deberá dársele a las actividades críticas. Si los recursos son ilimitados, deberán programarse las actividades críticas para iniciarse en la fecha más temprana y las actividades no críticas se programarán de modo que se nivelen los recursos.

Tabla de Tiempos

Generalmente toda la información que se obtiene de un diagrama de flechas se vierte en una tabla de la forma siguiente y que corresponde al proyecto que se usó de ejemplo para ilustrar el procedimiento a seguir, tanto al calcular la fecha de iniciación más temprana como la más tardada.

Act. (i, j)	Dura- ción	Fecha mas Temprana		Fecha mas Tardada		Flote Total
		Iniciación	Terminación	Iniciación	Terminación	
1-2	2	0	2	0	2	0
2-3	4	2	6	4	8	2
2-5	4	2	6	2	6	0
3-4	4	6	10	8	12	2
3-8	4	6	10	11	15	5
4-10	3	10	13	12	15	3
5-6	2	6	8	6	8	0
5-8	3	6	9	12	15	6
6-7	5	8	13	8	13	0
7-8	2	13	15	13	15	0
8-9	5	15	20	15	20	0
Col. 1	Col. 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Col. 7

Los valores de la tabla se obtienen de la siguiente manera:

Paso 1): La columna 1 se llena haciendo una lista de todas las actividades en orden ascendente del evento inicial y para cada valor de este evento, colocando en orden ascendente del evento final. O dicho de otra manera, se colocan en orden ascendente de  $i$  y para cada valor de  $i$ , en orden ascendente de  $j$ .

Paso 2): La columna 2 se llena con las duraciones de cada actividad correspondiente a la columna 1. Estos valores se toman del diagrama.

Paso 3): La columna 3 se llena tomando los valores de  $E$  de cada evento del diagrama. Esto se puede hacer rápidamente puesto que corresponde el mismo valor numérico para todas las actividades que tengan la misma  $i$ .

Paso 4): En la columna 4 se obtienen estos valores sumando los correspondientes de las columnas 2 y 3.

Paso 5): La columna 6 se llena tomando los valores de  $L$  de cada evento del diagrama. Debe recordarse que corresponde el mismo valor numérico para todas las actividades que tengan la misma  $j$ .

Paso 6): La columna 5 se llena con el resultado de restar a los valores de la columna 6 los correspondientes de la columna 2.

Paso 7): Hay cuatro métodos para obtener los valores del tiempo flote total. Todos son equivalentes y dan resultados idénticos, pero los dos primeros son los mejores.

Método 1 - El flote total es la diferencia entre las fechas de iniciación o sea la fecha más tardada de iniciación menos la más temprana. Columna 5 menos columna 3.

Método 2 - El flote total es la diferencia entre las fechas de terminación o sea la fecha más tardada de terminación menos la más temprana. Columna 6 menos columna 4.

Método 3 - Por definición el flote total es el exceso del tiempo disponible sobre el tiempo requerido o sea la fecha más tardada de terminación menos la fecha más temprana de iniciación menos la duración. Columna 6 menos columna 3 menos columna 2.

Método 4 - El flote total se lee directamente del diagrama. - Este método es prácticamente equivalente al Método 3.

La elaboración de esta tabla puede efectuarse mediante el auxilio de computadores. Existen en la actualidad varios programas

mas "paquete" que realizan en forma mecanizada todas las operaciones concernientes al C.P.M.

### MAPAS DEL PROYECTO

Los diagramas de flechas referidos a tiempos o "mapas del proyecto", son útiles no solamente para indicar programaciones sino para reportar progreso sin la ayuda de computadoras. Cuando un diagrama de flechas convencional se vuelve a preparar con referencia a tiempos o calendario, se obtiene la ventaja de mayor facilidad para comprender el conjunto del proyecto, sirve además de base para la programación y por medio de líneas de diferentes colores, se lleva el control del proyecto resaltando los atrasos o las actividades terminadas.

Sin embargo cabe aclarar que no es necesario hacer primero la red de flechas mediante el sistema convencional anteriormente descrito para después pasar a elaborar el mapa del proyecto. Ambas formas o "presentaciones" son independientes entre sí.

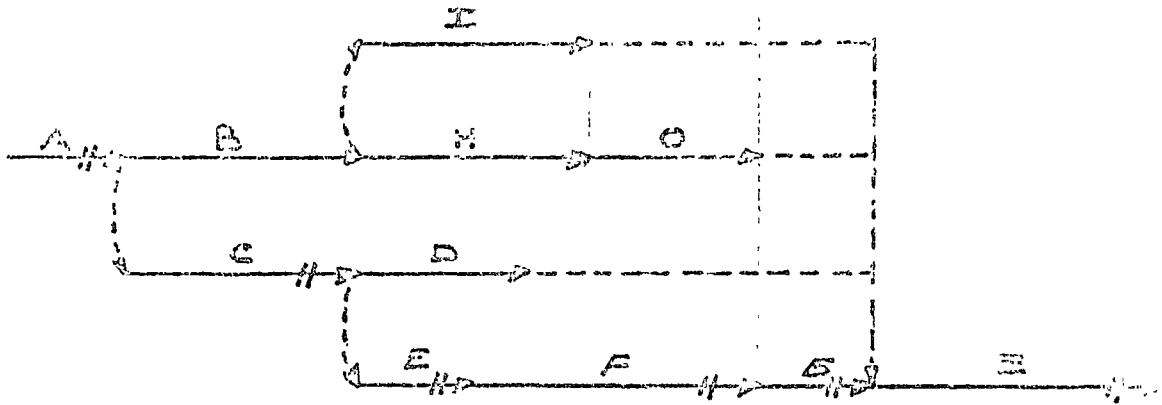
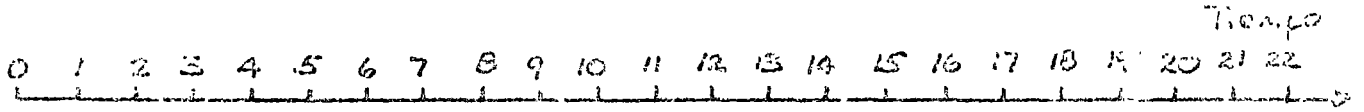
Las ventajas de esta "presentación" son aparentes de inmediato sobre todo para trabajos de construcción.

Se analizarán a continuación algunas reglas del procedimiento a seguir:

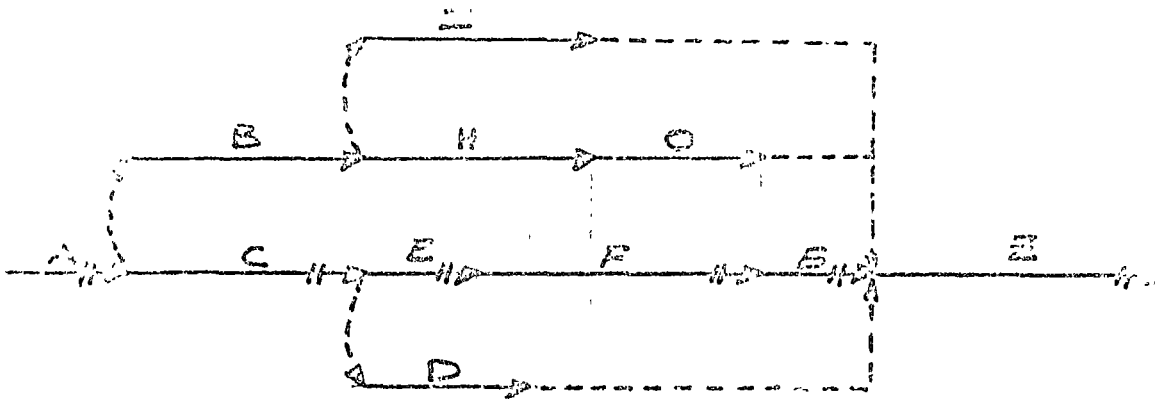
- 1.- Preparar gráficas con divisiones verticales igualmente espaciadas. Cada una representará una unidad de tiempo.
- 2.- Vertir la información que se tiene de la planeación en las gráficas, de acuerdo a las precedencias e interrelaciones.
- 3.- Trazar el camino crítico como una línea recta horizontal segmentada en el centro de la página donde la longitud de cada segmento o flecha, sea igual a la duración de la actividad que represente.
- 4.- Trazar las actividades no críticas como una línea sólida igual a su duración y con una línea punteada el resto. Separar los dos segmentos con una marca vertical para evitar confusión. La línea sólida debe trazarse indicando el tiempo de iniciación y de terminación.

Ejemplo

Ejercicio #2 (planteado en la pág. 9)



UNA MEJOR PRESENTACION SERIA:



—▶ CRITICO

## Ejemplo

(Ejercicio # 3)

Un proyecto consta de 9 actividades: A, B, C, D, E, F, G, H, I.  
Dibujar el "mapa del proyecto", si:

- 1) A y B pueden iniciarse inmediatamente.
- 2) C y D dependen de A y son concurrentes en el inicio.
- 3) E depende de B y D.
- 4) F sigue a B y a D.
- 5) H puede empezar cuando terminen C y F.
- 6) G sigue a C y F.
- 7) Al terminar G y E puede empezar I.
- 8) El proyecto se termina con H e I.

Duraciones de las actividades en días, considerando semanas con cinco días de trabajo:

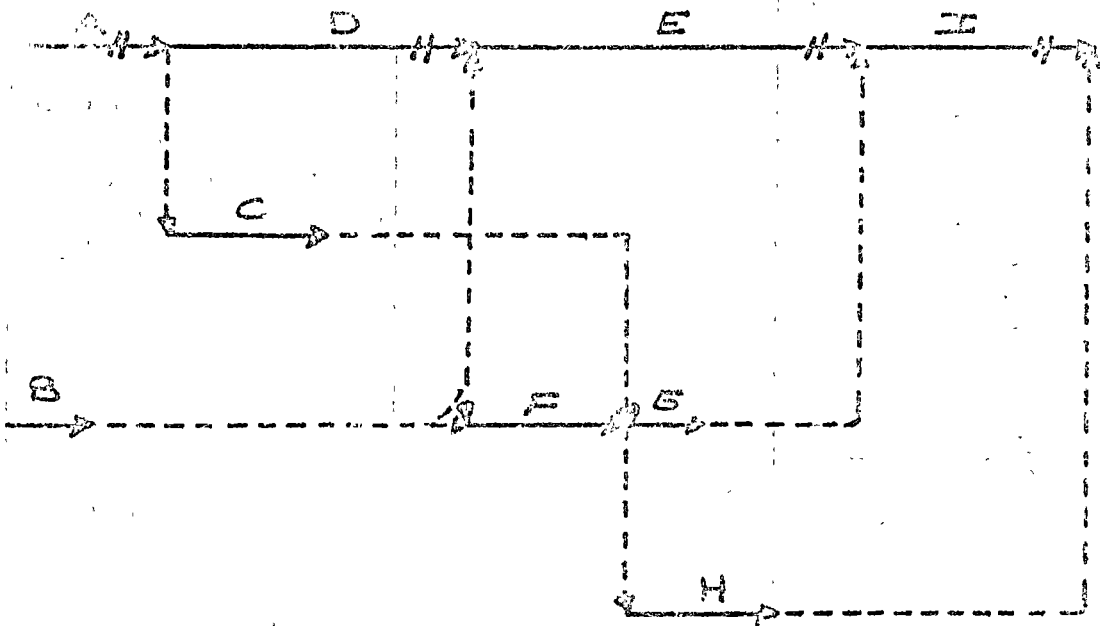
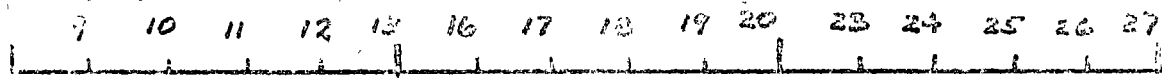
A = 2	D = 4	G = 1
B = 1	E = 5	H = 2
C = 2	F = 2	I = 3

## Desarrollo

(Solución en la siguiente hoja)

Ejercicio #3

MAYO 1977



(SEMANAS CON CINCO DIAS DE TRABAJO)

—|> CRITICO



Se ha visto como preparar un diagrama de flechas y como calcular el camino crítico. Después de obtener esto, se deberá analizar cada actividad crítica, contestando estas tres preguntas:

- a) ¿La estimación de tiempo es correcta?  
¿Se incluyó tiempo para contingencias?  
Si es así, se deberá quitarlo.
- b) ¿Se debe terminar por completo esta actividad crítica antes de iniciar la siguiente?
- c) ¿Hay alguna alternativa que podría acelerar los trabajos eliminando restricciones?

La falla más común es incluir un factor de reserva o contingencias. La manera más sana de planear es eliminando todas las contingencias, especialmente de las actividades críticas. Después de que se ha encontrado el camino crítico y la duración del proyecto, se puede añadir un tiempo para contingencias totales del proyecto con el fin de llegar a una fecha realista de terminación.

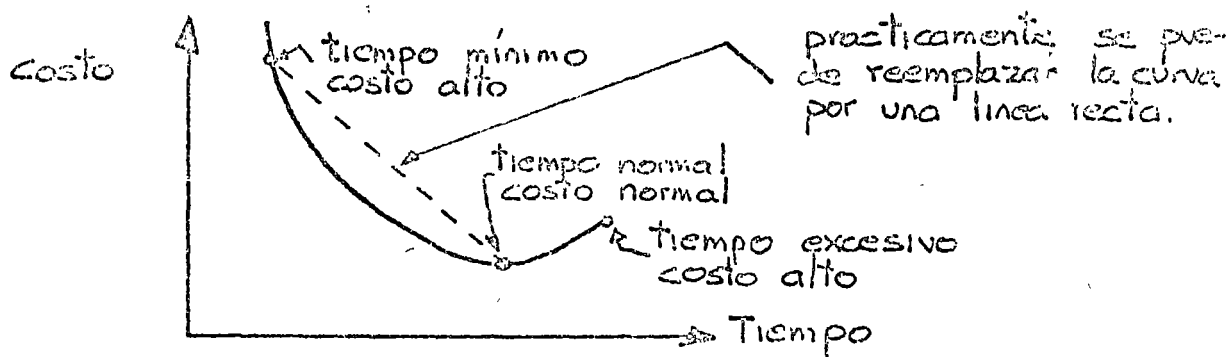
#### V. RELACION TIEMPO-COSTO

Los pasos a seguir para hacer una estimación de tiempo y costo son los siguientes:

- a) Determinar el método de ejecución decidiendo qué tipo de recurso usar (hombre, máquina, etc.).
- b) Considerar los recursos disponibles.
- c) Considerar la duración del uso de cada tipo de recurso.
- d) Reducir todos los recursos al factor común de pesos multiplicando la duración por el costo unitario del uso de cada recurso.

Cuando se habla de duración debe tenerse cuidado de ser explícitos ya que ésta depende del método de ejecución empleado, existiendo una relación entre tiempo y costo para ejecutar una actividad. Esta relación debe tenerse en cuenta al establecer una duración estimada para cualquier actividad.

Se puede trazar una curva de relación costo-duración para cualquier actividad que tendrá básicamente la forma de la curva de la Figura:



El costo mínimo y la duración correspondiente se seleccionan como costo y tiempo "normales". Cada vez que se reduce el tiempo, el costo sube como se vé en la curva. Para determinar el incremento en el costo al reducir el tiempo, se pueden estimar el tiempo normal y mínimo y suponer una relación lineal costo-duración (línea recta entre los dos puntos).

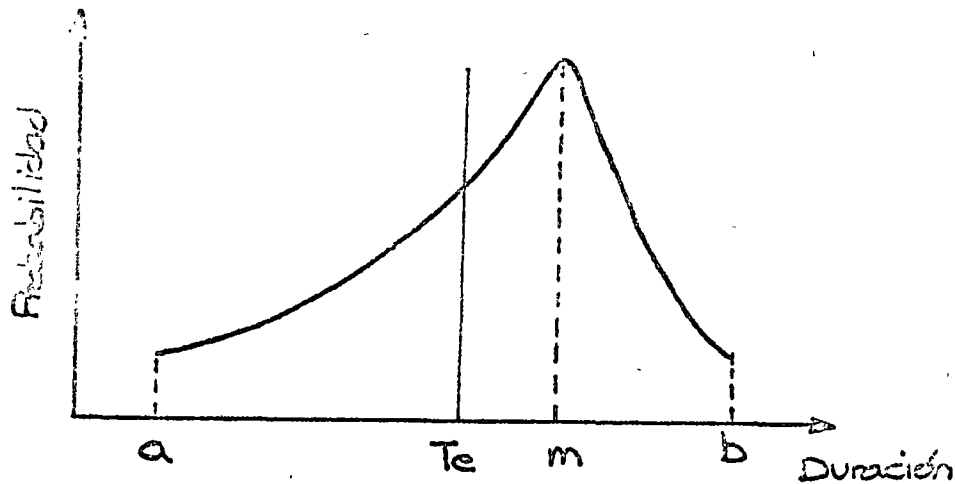
Hasta aquí la suposición hecha ha sido que se conoce el trabajo por efectuarse y su duración y costo se ha obtenido de la experiencia adquirida en trabajos anteriores. Sin embargo, no siempre es este el caso y pueden presentarse actividades por desarrollar que no se conozcan a fondo. Para manejar estas situaciones, se tiene un procedimiento basado en la estadística y que consiste en utilizar tres estimaciones de tiempo para cada actividad:

- 1) Optimista (a) Duración que resultaría si todo va mejor de lo esperado.
- 2) Normal (m) Duración si todo resulta como se espera.
- 3) Pesimista (b) Duración si todo sale mal.

Con estas tres estimaciones se procede a calcular el tiempo "probable"  $T_e$  para una actividad con la siguiente fórmula:

$$T_e = \frac{a + 4m + b}{6}$$

La teoría detrás de esta fórmula es dividir la incertidumbre, suponiendo un 50% de probabilidades de acertar. Esto es, si se grafican los valores estimados de duración contra sus probabilidades de serlo, el valor de  $T_e$  dividirá la curva en dos partes de área igual (ver Figura). La distribución beta se usa para permitir posibles deformaciones hacia la izquierda o derecha.



Sin embargo, se debe ser realista. Lo que se desea es una estimación de duración para encontrar el camino crítico y el que se haya obtenido por experiencia, estándares o fórmula, no asegura que sea exacta, por lo tanto, es muy importante hacer revisiones, anotar las diferencias y tomar medidas de corrección inmediata.

## VII. ASIGNACION Y NIVELACION DE RECURSOS

Hasta aquí, la principal preocupación ha sido desarrollar el plan óptimo basándose en la secuencia de actividades, duraciones estimadas y la selección de una fecha de terminación. Una vez que este plan óptimo se ha terminado y sólo entonces se podrá empezar con la programación.

La programación de un proyecto indica las fechas de iniciación y terminación de cada actividad debiendo suministrar los recursos requeridos, en la secuencia apropiada, en las fechas y en las cantidades indicadas en la planeación. Por lo tanto, no se puede programar si no se toman en cuenta los límites de los recursos, debiendo utilizarse al programar dos elementos fundamentales:

- a) Los requerimientos y límites de recursos (tiempo, materiales, dinero, maquinaria y mano de obra).
- b) Un medio de representar el programa con base al calendario como lo es, por ejemplo, el correspondiente a mapas de proyecto. Existen otros medios o formas ligadas al método convencional, sin embargo la que se analiza en este trabajo tiene la ventaja de ser bastante práctica para los trabajos de campo.

El programa establece las fechas esperadas de iniciación y terminación para cada actividad y se obtiene basándose en la asignación de los recursos de acuerdo con su disponibilidad y los requerimientos establecidos en la planeación.

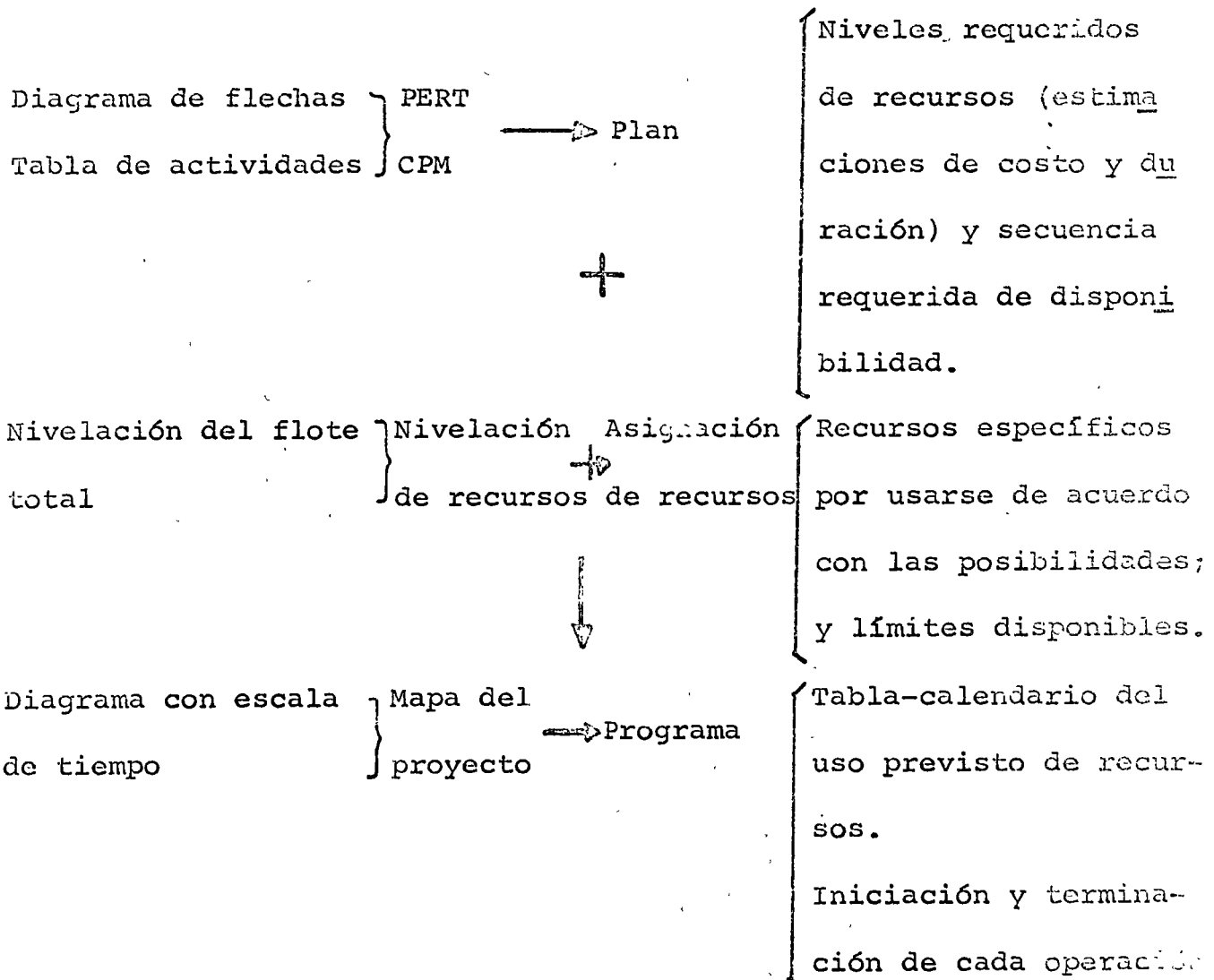
Existen varios métodos para obtener un programa:

- a) Todas las actividades se programan para iniciarse tan pronto sea posible y se asignan recursos de acuerdo a esto. Lo anterior puede tener un costo excesivo.
- b) Se establece un límite arbitrario para los recursos y de acuerdo a éste, se prepara el programa. Si el límite es muy bajo, la duración del proyecto será excesiva y si es muy alto, el costo será alto.

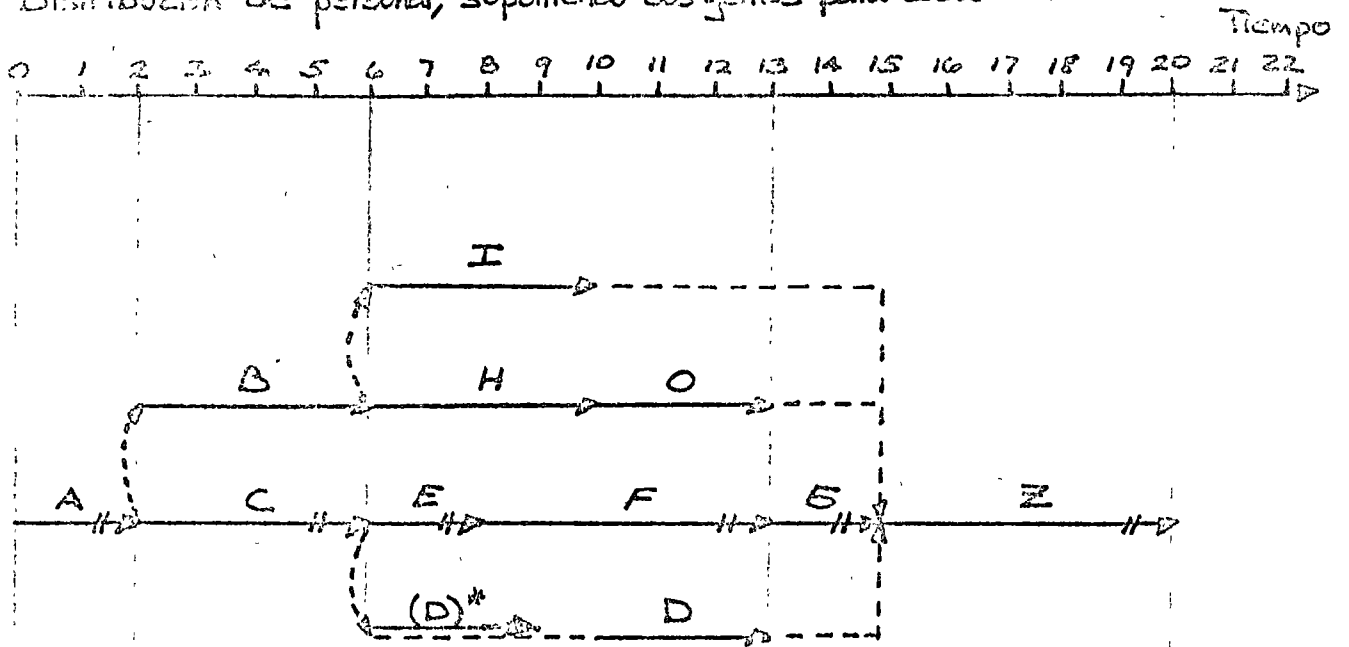
Ambos métodos son inadecuados porque no toman en cuenta la posible "nivelación de recursos".

La nivelación se logra utilizando el flote total. El programa indica la fecha de iniciación de cada actividad y las actividades críticas deben programarse para la fecha más temprana de iniciación a menos que se desee prolongar la duración del proyecto (no es posible hacer nivelación de recursos con las actividades críticas). Por otro lado, las actividades no críticas permiten una variación en la fecha de iniciación, siendo el flote total la medida de esta posible variación.

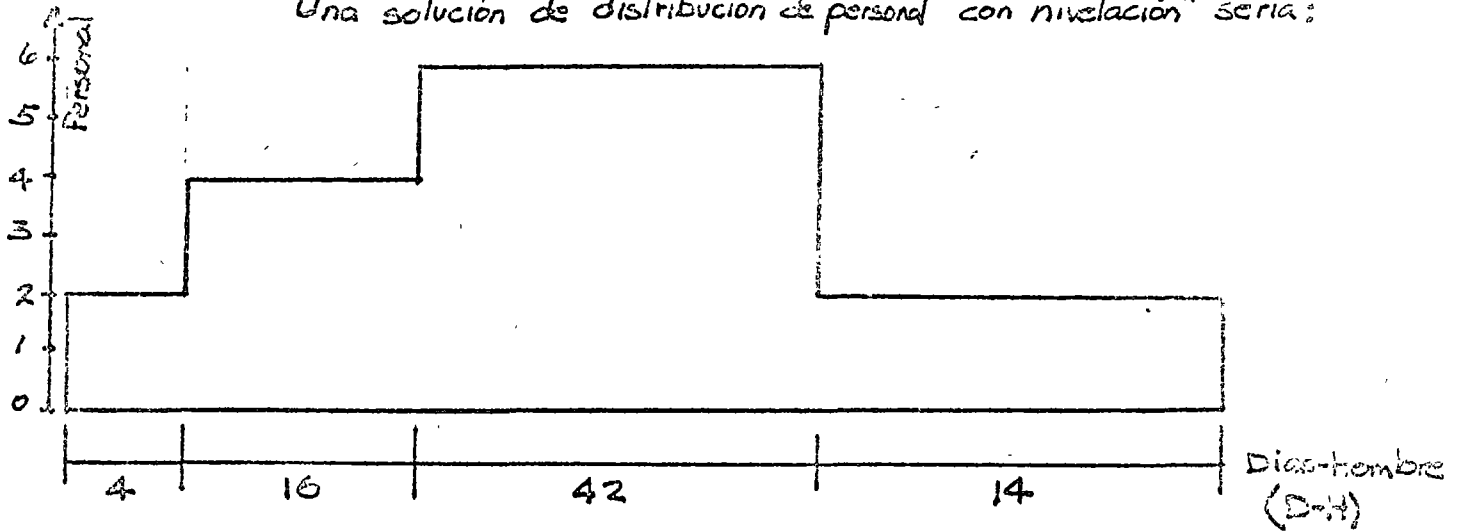
A continuación se indica el proceso para llevar a cabo el programa de un proyecto, nivelando los recursos:



Ejercicio 2. (planteado en la pág. 9)  
 Distribución de personal, suponiendo dos gentes para cada actividad.



Una solución de "distribución de personal" con nivelación\* sería:



$$(D-H) 8 = H-H$$

- Conocido el costo de la H-H según especialidad, se obtiene el costo de la M. de O. para el periodo requerido
- El costo de los recursos restantes, se puede mostrar en forma semejante.
- Las sumas de todos los costos, en los periodos considerados, representan el flujo de efectivo para el proyecto.

Ejercicio

## (Ejercicio # 3)

Un proyecto consta de 9 actividades: A, B, C, D, E, F, G, H, I.  
Dibujar el "mapa del proyecto" y la "distribución del personal",  
si:

- 1) A y B pueden iniciarse inmediatamente.
- 2) C y D dependen de A y son concurrentes en el inicio.
- 3) E depende de B y D.
- 4) F sigue a B y a D.
- 5) H puede empezar cuando terminen C y F.
- 6) G sigue a C y F.
- 7) Al terminar G y E puede empezar I.
- 8) El proyecto se termina con H e I.

Duraciones de las actividades en días, considerando semanas con cinco días de trabajo:

A = 2	D = 4	G = 1
B = 1	E = 5	H = 2
C = 2	F = 2	I = 3

Personal involucrado de dos diferentes especialidades ("X" y "Y"),

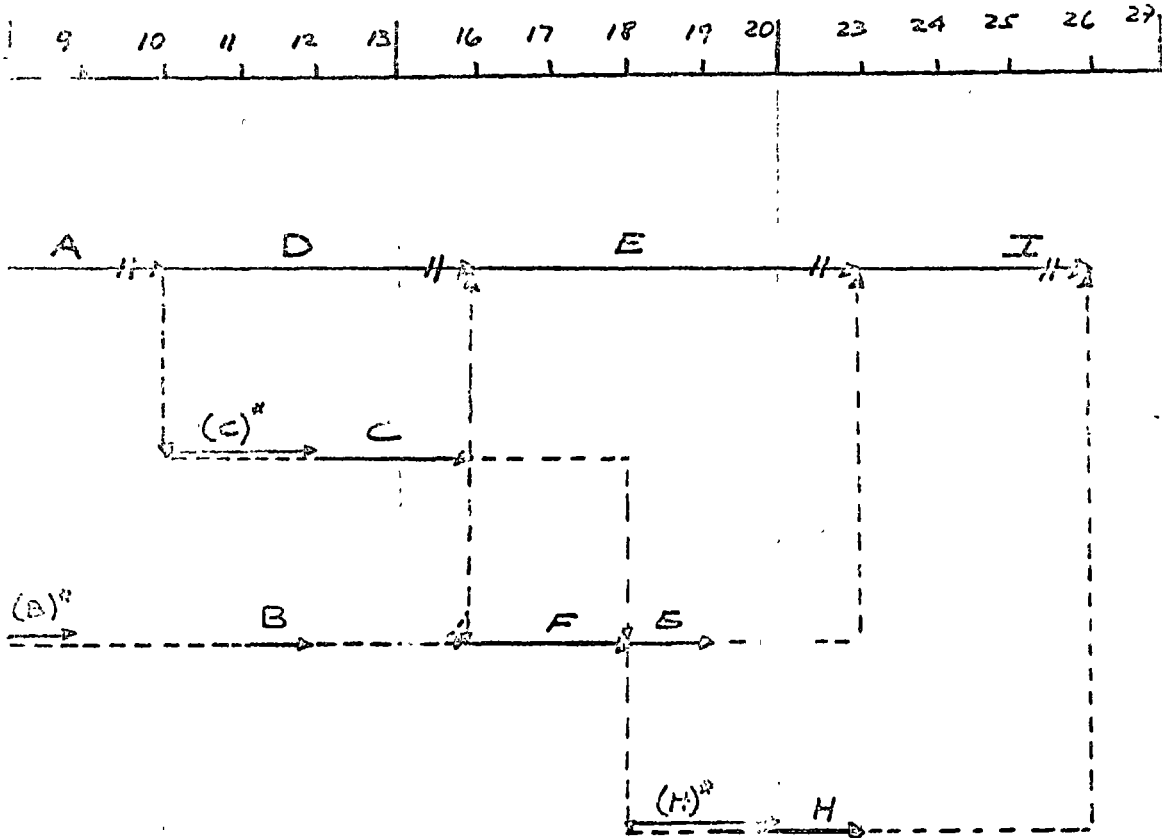
A = 3 "X"	D = 3 "X"	G = 2 "Y"
B = 3 "X"	E = 3 "X"	H = 2 "Y"
C = 3 "X"	F = 2 "Y"	I = 3 "X"

Desarrollo

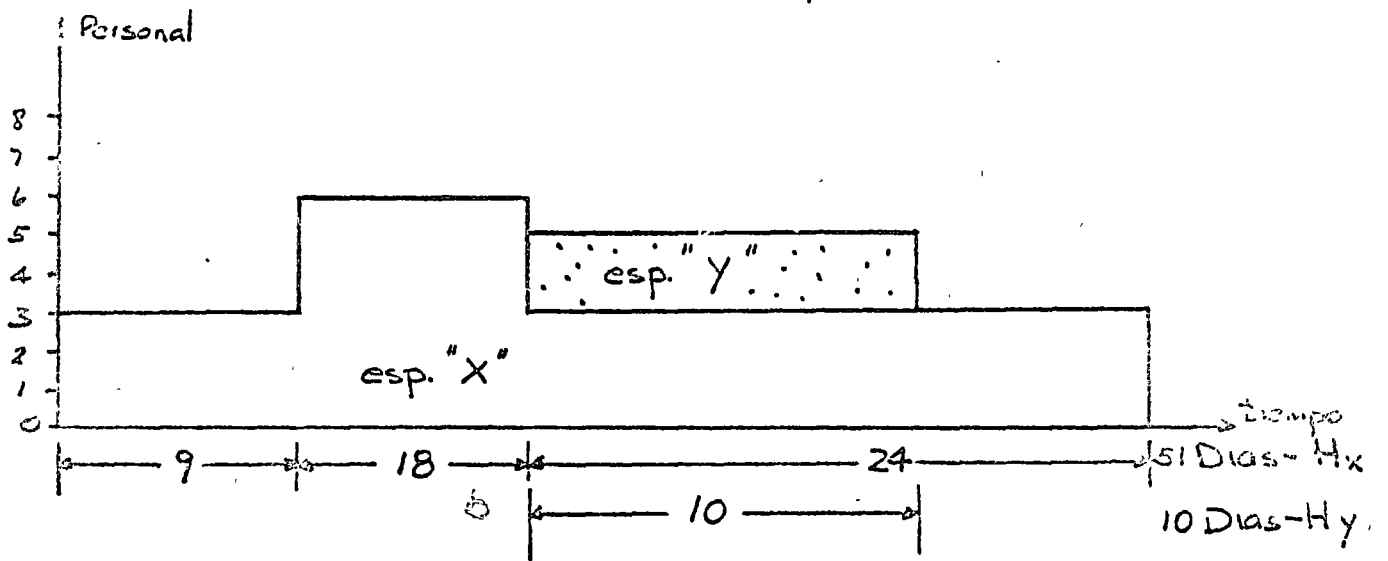
(Solución en la siguiente hoja)

Ejercicio #3

MAYO 1977



Una solución de distribución de personal con nivelación seria:



$$51 \text{ (Dias - } H_x) 8 = 408 \text{ (H-H)}_x$$

$$10 \text{ (Dias - } H_y) 8 = 80 \text{ (H-H)}_y$$



VII BIBLIOGRAFIA

- Martino R. L.  
Project Management and Control  
Vol. I: Finding the Critical Path  
American Management Association N.Y. 1963
- Martino R. L.  
Project Management and Control  
Vol. II: Applied Operational Planning  
American Management Association N.Y. 1964
- Martino R. L.  
Project Management and Control  
Vol. III: Allocating and Scheduling Resources  
American Management Association N.Y. 1965
- Antill J.M. y Woodhead R.W.  
Método de la Ruta Crítica  
Limusa-Wiley, S. A.
- Horowitz J.  
Critical Path Scheduling  
The Ronald Press Co. N.Y.
- O'Brien J.J.  
CPM and Construction Management  
Mc. Graw Hill
- O'Brien J.J.  
Scheduling Handbook  
Mc. Graw Hill

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

DISEÑO DE CIMBRAS

Ing. Federico Alcaraz Lozano

Mayo, 1977.



## DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO, \*

### - DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:

- Peso volumétrico.
- ¿ Hay vibrado ?.

Del material de la cimbra:

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

Del ambiente:

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

Del proyecto:

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

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

Ingenieros Consultores.

### PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico del concreto varía desde 1,500 a 2,400 kg/m<sup>3</sup>., el primero para concretos ligeros y el último para concreto normal. Puede haber algunos concretos más ligeros que el agua, pero son muy especiales.

### ESFUERZOS PERMISIBLES.

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

#### a) Calidad de la madera.

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

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

#### b) Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad.

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



-3-

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

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

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

###

-4-

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

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

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

en la cual

N= esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo  $\theta$  con la fibra;

P= esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra;

Q= esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra;

c) Cargas de corta duración.

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

15% para dos meses de duración.

25% para 7 días de duración.

###



50% para viento ó sismo.

100% para impacto.

Estos coeficientes de incremento se aplican también a las conexiones.

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

d) Deterioro e intemperización de la madera.

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

e) Diseño de piezas en tensión.

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

f) Diseño de postes ó columnas.

I. Notación.

A=área de la sección transversal del miembro (cm<sup>2</sup>).

c= esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a la fibra (kg/cm<sup>2</sup>) corregido por esbeltez.

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

-6-

$E$ = módulo de elasticidad a compresión según el inciso  
 $b$  (kg/cm<sup>2</sup>).

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

$P$ = carga axial (kg).

$f_c$ = esfuerzo permisible en compresión paralela a la fi  
bra de conformidad con los incisos  $b$ ,  $c$  y  $d$ (kg/cm<sup>2</sup>).

II. Clasificación. Las columnas a que pueden aplicarse es-  
tas especificaciones se clasifican en simples, compues-  
tas y espaciadas:

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

###

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

Cuando  $L/d$  es menor que 11.

$$c = f_c$$

Para relaciones  $L/d$  comprendidas entre 11 y 30.

$$c = f_c \left[ 1 - \left( \frac{L}{38d} \right)^4 \right]$$

Para relaciones  $L/d$  mayores de 30.

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

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

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

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

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

Para relaciones L/d menores que 28.

$$c = f_c$$

Para L/d superior a 28.

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

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

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

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

-9-

g) Diseño de piezas en flexión.

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

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

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

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

donde h es el peralte del miembro en cm.

h) Combinación de flexión y carga axial.

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

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

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

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

en las fórmulas anteriores.

A= área de la sección transversal de la pieza (cm<sup>2</sup>):

E= módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>).

f<sub>m</sub>= esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm<sup>2</sup>).

I= momento de inercia (cm<sup>4</sup>).

M= momento flexionante (kg/cm).

S = módulo de sección (cm<sup>3</sup>).

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

i) Esfuerzo cortante.

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

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



j) Pandeo lateral.

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

k) Elementos de unión.

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

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

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

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

en la cual

D = diámetro del clavo en mm.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

P = carga de trabajo en kilogramos por clavo.





Valores de K

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

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

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

- que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga.

12 D del borde cargado.

5 D del borde no cargado.

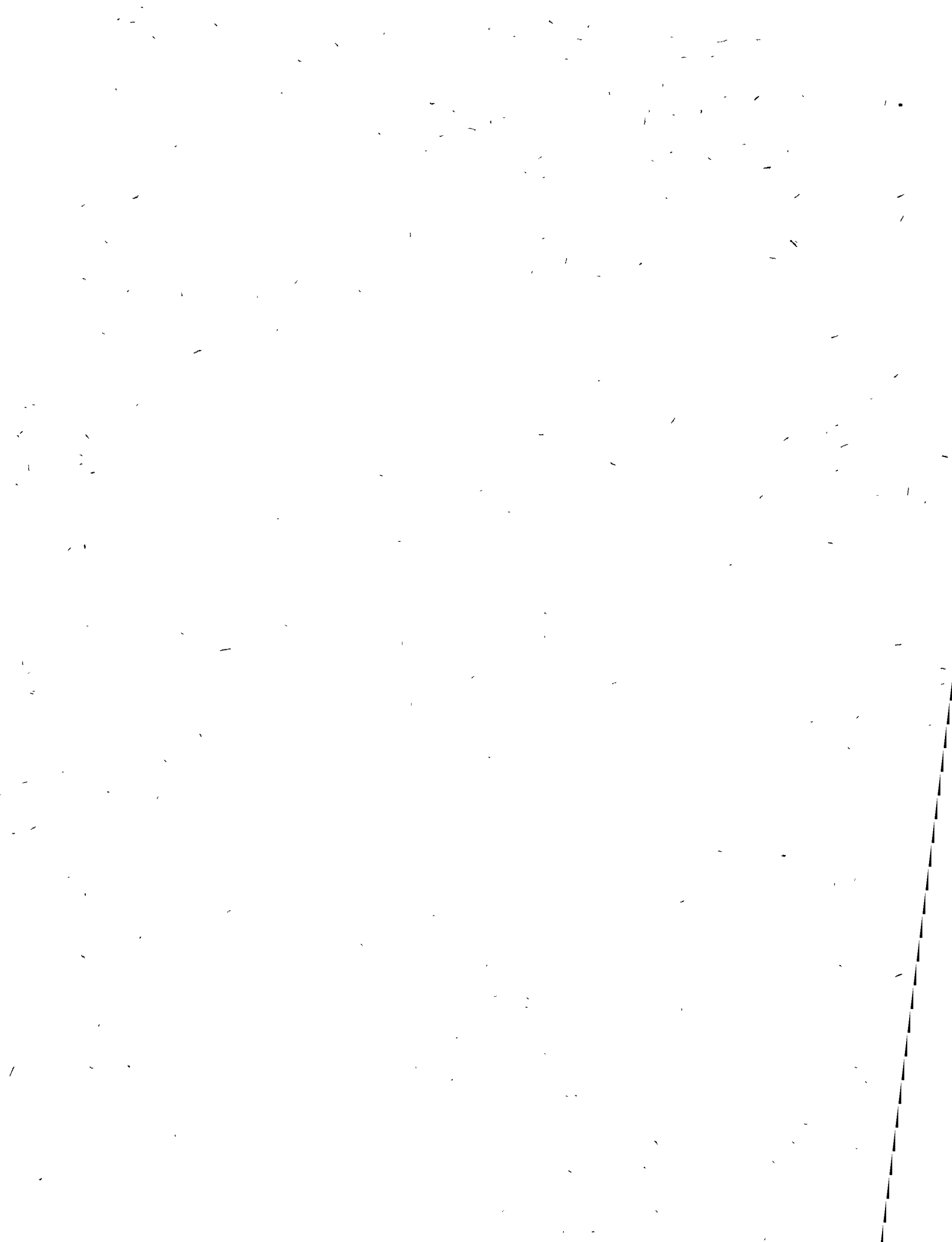
10 D entre clavos de una hilera.

Normales a la carga.

5 D entre hileras.

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

La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión:



$$P = K D^2$$

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

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

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

Las separaciones serán como sigue:

Paralelas a la carga.

8 D del borde cargado.

4 D del borde no cargado

6 D entre tornillos.

Normales a la carga.

4 D entre hileras.

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

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

a) Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50 f_c t D K$$

en donde

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

D = diámetro del perno en cm.

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

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

K = constante consignada en la siguiente tabla.

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

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

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

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero.

$$P = 0.66 f_c t DK$$

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

b) Carga aplicada normal a la fibra

$$P = 0.66 f_c tDKK_2$$

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



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

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

### CARGAS Y PRESIONES.

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

Estas cargas incluyen el peso de:

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

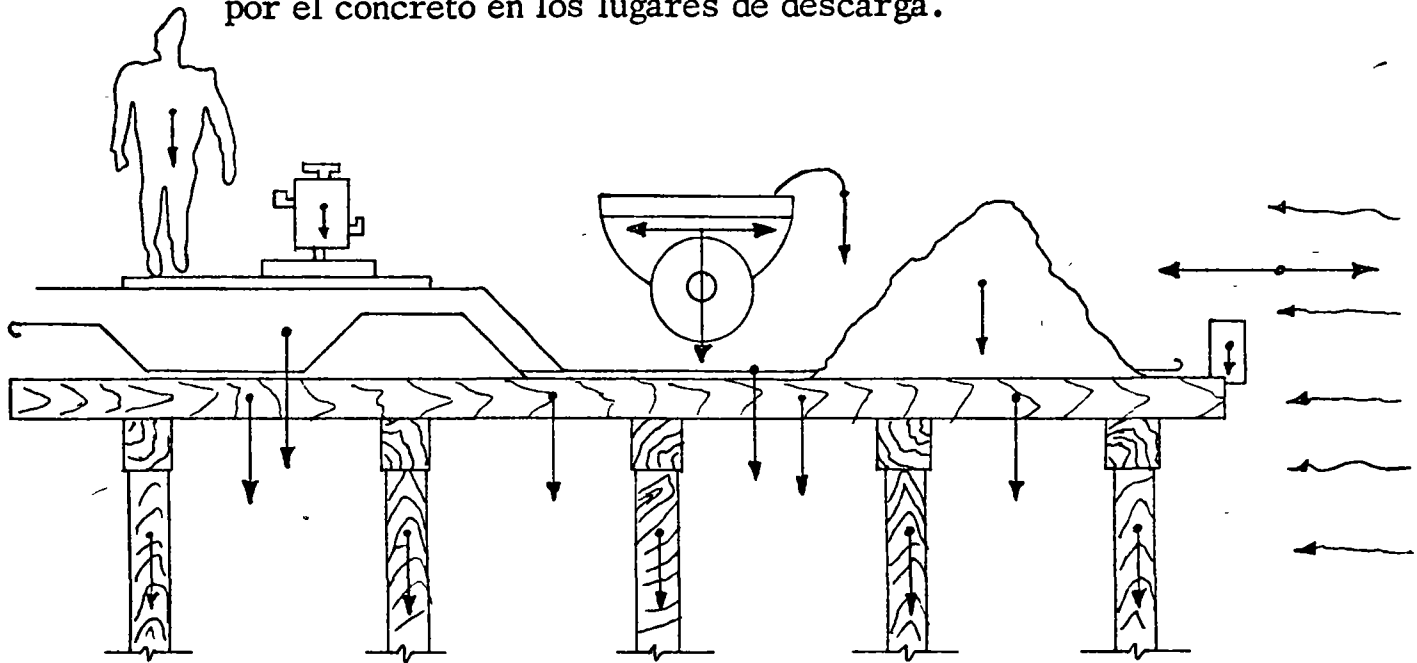
y varias cargas vivas.

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

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



por el concreto en los lugares de descarga.



Peso propio: La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/m<sup>2</sup>. Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto + la carga viva puede despreciarse.

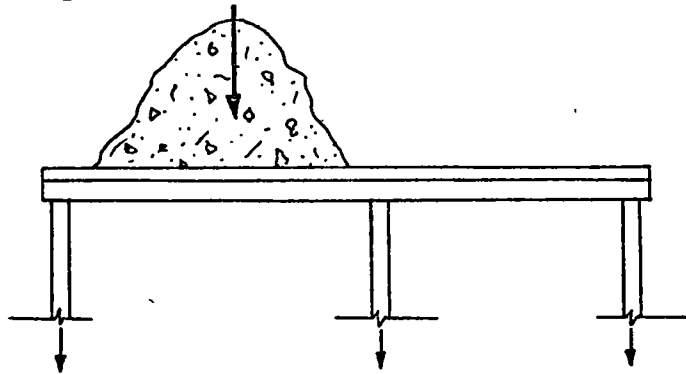
Cargas vivas:

El ACI, Comité 622, recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/m<sup>2</sup>, de proyección horizontal, que incluye peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si se usan volquetes motorizados esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m<sup>2</sup>.

-18-

### Alternancia de cargas.

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



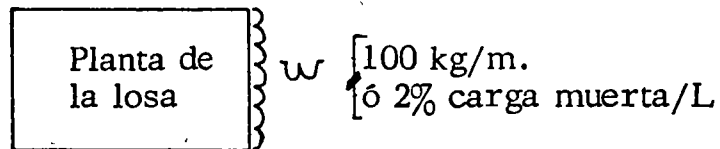
Las formas deben diseñarse para soportar este efecto, de no ser así deben construirse como simplemente apoyadas.

### Cargas laterales.

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

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

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



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

b) En muros.

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

PRESION LATERAL DEL CONCRETO.

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

-21-

concreto causando gran variación en la presión lateral.

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

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

#### DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO.

El muro tendrá 4.50 m. de altura.

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

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

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

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

###

-20-

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

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

El revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores.

Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4,800 kg/m<sup>2</sup> por metro de profundidad del concreto ( el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el

###

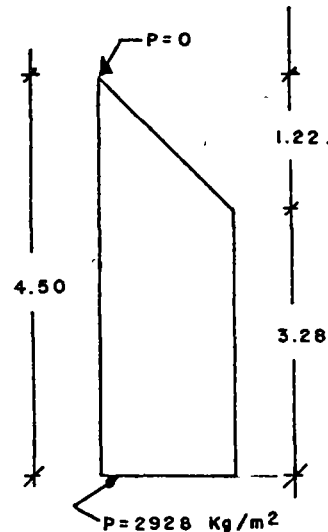
1.- Determinación de la presión lateral máxima.

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

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

Profundidad a la que se alcanza la presión máxima.

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



2.- Tablado vertical.

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

Revisión por flexión.

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

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

donde  $w$  en  $kg/m$ .

l en m.

M en kg-cm.

Mom. resistente:

$$M_r = f_s$$

S: Módulo de sección en cm<sup>3</sup>.

f: Esfuerzo admisible en flexión en kg/cm<sup>2</sup>.

M<sub>r</sub>: en kg-cm.

igualando momentos

$$f_s = 10 w l^2$$

$$\Rightarrow l = 0.32 \sqrt{\frac{f_s}{w}}$$

f = 196 (Reglamento D.D.F.)

$\gamma = 0.6$  supuesto

f = 196 x 0.6  $\approx$  120 kg/cm<sup>2</sup>.

f<sub>ad</sub> = 120 x 1.25 = 150 kg/cm<sup>2</sup> (por usarse una sola vez)

S = 100 x 0.3598 = 35.98 cm<sup>3</sup>. (para 1.00 m. de ancho ver

tabla 4-3)

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

Revisión por flecha

$\Delta$ : m

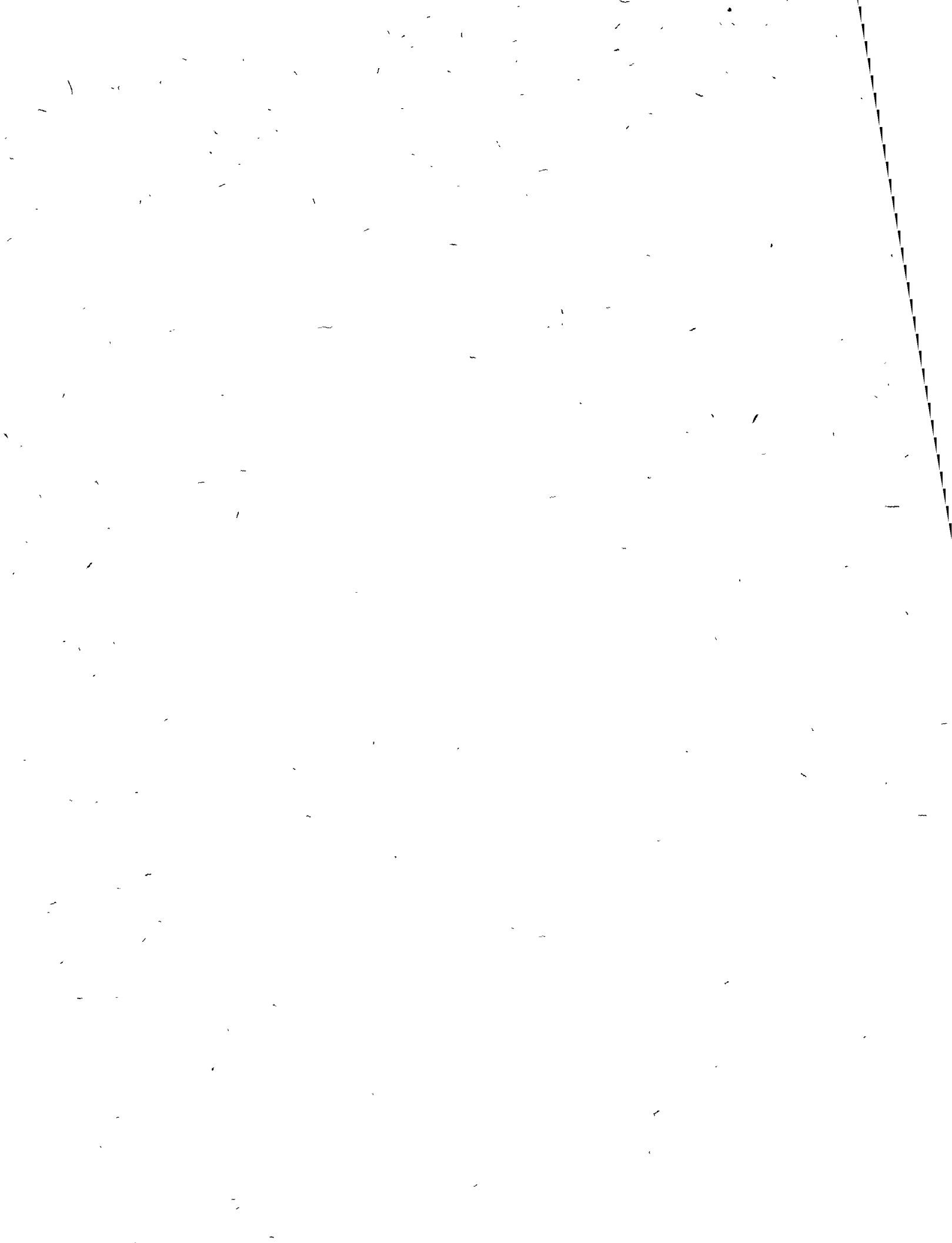
$$\Delta_{\max} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

l: m

$$\Delta_{\max} \text{ admisible} = \frac{l}{360}$$

E: kg/cm<sup>2</sup>

I: cm<sup>4</sup>.





igualando flechas

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

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

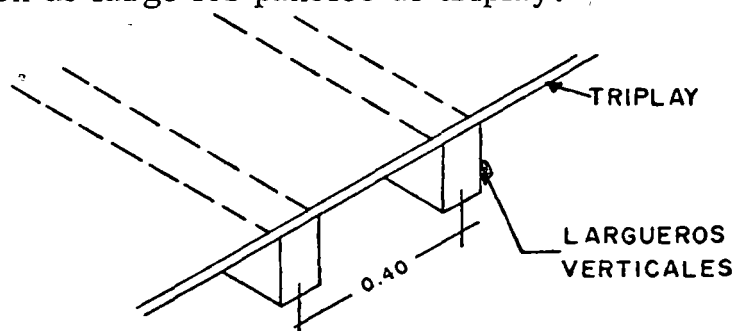
$E = 196\,000 \text{ kg/cm}^2$  (Reglamento D.D.F.)

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

$I = 100 \times 0.3413 = 34.13 \text{ cm}^4$  (para 1.00 m. de ancho,  
tabla 4-3)

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

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



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

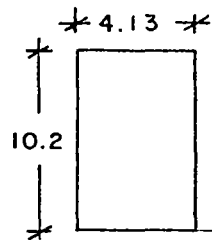
Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento.

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

por flexión.  $l_{max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}}$

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

tendremos



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

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

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

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

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

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

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

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

$$l_{max} = 1.09$$

revisión por corte.

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

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

$$v = \frac{3}{2} \frac{w l}{b h} \quad (0.6 \text{ w l})$$

Esfuerzo de corte admisible =  $35 \gamma$  (Reglamento)

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

igualando

$$\frac{3}{2} \frac{w l}{b h} (0.6 \text{ w l}) = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

despejando l

$$l = 23.33 \frac{b h}{w}$$

l: m

b: cm

h: cm

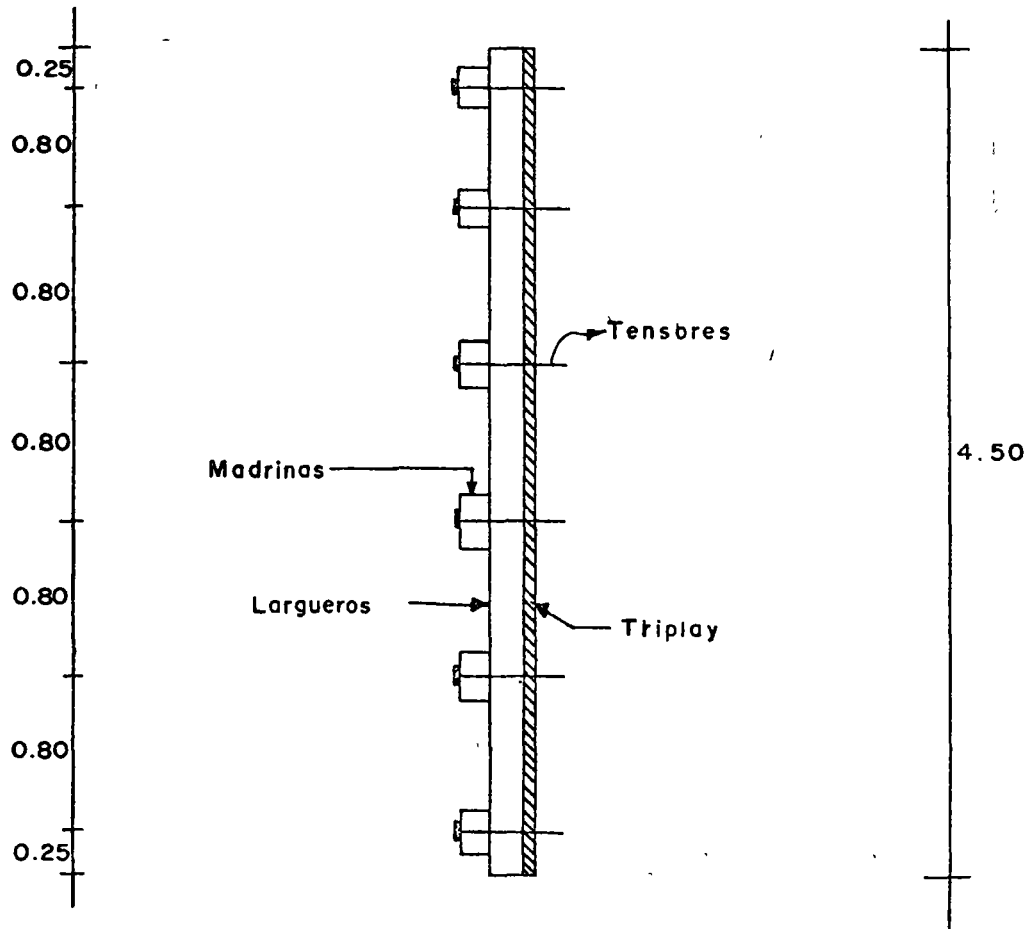
w: kg/m.

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

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

-27-

Se usará la siguiente distribución:



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

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

espaciamiento de tensores:

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

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

###

Dimensionamiento de vigas mdrinas.

por flexión.

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

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

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

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

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

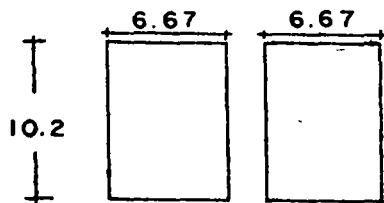
Por corte.

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

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

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

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



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

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

se usarán vigas de 3 x 4 en pares.

5.- Revisión por compresión en apoyos.

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

Esfuerzo de compresión admisible perpendicular a la fibra.

$$C = 54.2 \text{ } \gamma^8 \text{ (Reglamento D.D.F.)}$$

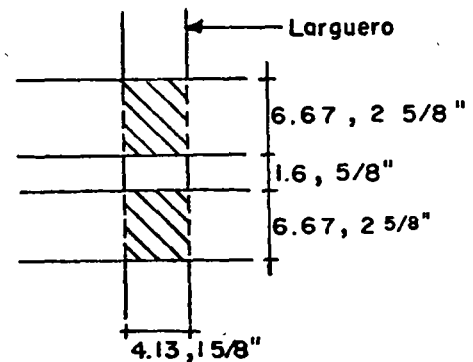
$$C = 54.2 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2.$$

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

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

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

Carga transmitida por largueros.



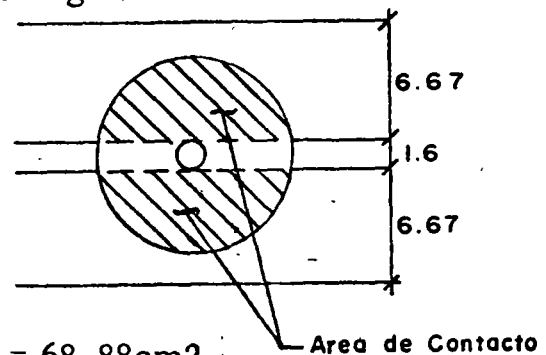
$$R = (2928 \times 0.40) \times 0.80 = 937 \text{ kg S.}$$

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

Apoyo de tensores.

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

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





-30-

Usar arandela 5"  $\varnothing$  (12.7cm)

Area de contacto

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

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

### DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor concreto normal 2,400 kg/m<sup>3</sup>. La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

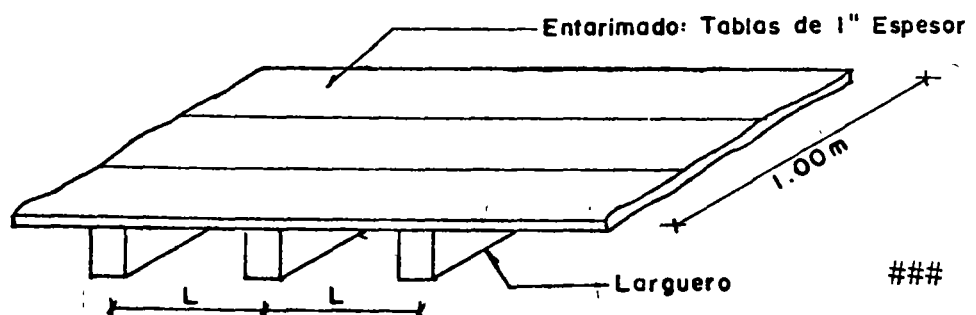
#### 1.- Cargas de diseño.

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

Carga viva \*  $= \underline{200}$

680 kg/m<sup>2</sup>.

\* Puede ser 100 kg/m<sup>2</sup>., más una carga concentrada de 100 kg. en el lugar más desfavorable.







-31-

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

El espesor efectivo de tablas de 1" es 25/32" (~2.00cm)

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho.

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

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

Por flexión.

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

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

Por flecha.

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

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

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

Se usarán largueros @ 0.75 m lo cual nos dá 6 espaciamentos de 0.75 = 4.50 m. de ancho del tablero.

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

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

###



-32-

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

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

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

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

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

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

$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 365.23}{510}}$$

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

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

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

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

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

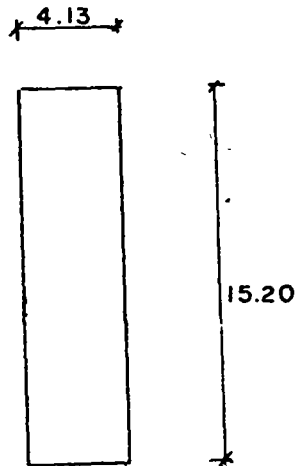
4. - Dimensionamiento de vigas madre y espaciamiento de puntales.

Probar madre de 2 x 6 pulgadas.

###



-33-



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

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{1\,208.65}{7.60} = 159 \text{ cm}^3.$$

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

Por flexión.

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

Por flecha.

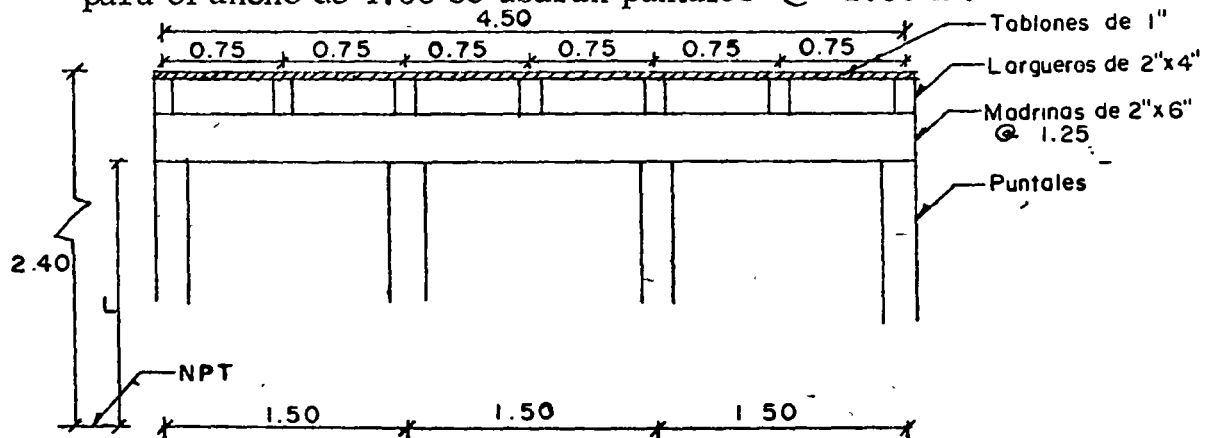
$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{11\,760 \times 1\,208}{765}} = 1.88$$

Por corte.

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

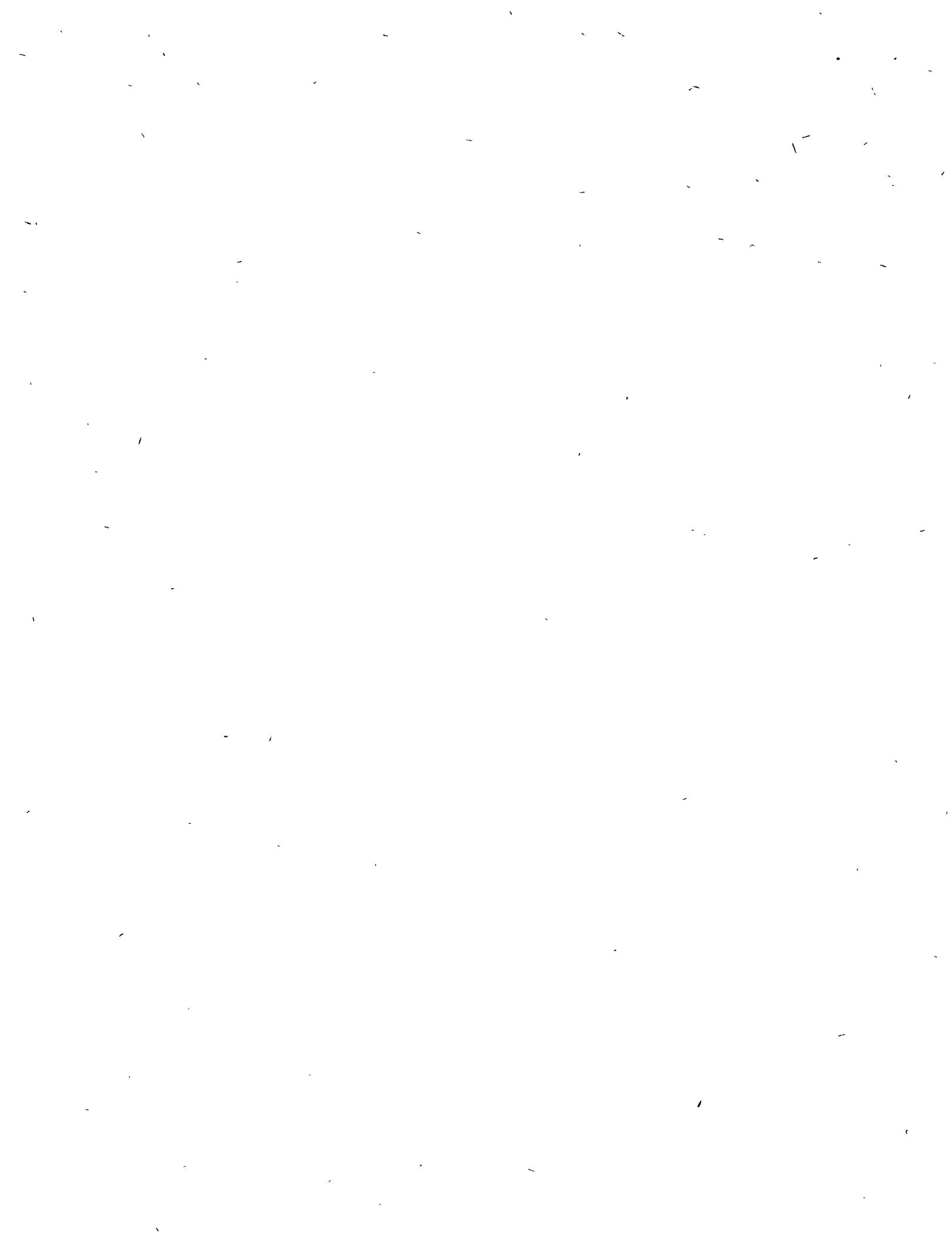
$$\Rightarrow l_{\max} = 1.60 \text{ m}.$$

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



se adopta esta distribución.

###



-34-

5.- Cálculo de los puntales.

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

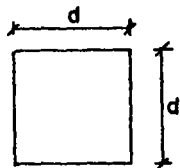
$$\text{carga} = \frac{680 \text{ kg/m}^2}{1.6875}$$

$$P = 1.147.50 \text{ kgs.}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra.

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

Probar puntales 3 x 3 pulgadas.



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

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

Revisión por esbeltez.

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

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

Esfuerzo admisible a compresión corregido por esbeltez.

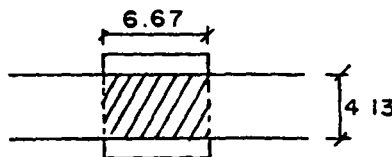
$$C = f_c \left( \frac{550}{(l/d)^2} \right) = 46.20 \text{ kg/cm}^2.$$

Compresión admisible de puntal 3" x 3"

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

6.- Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de viga madrina en puntal:



$$\begin{aligned} \text{Area de apoyo} &= 4.13 \times 6.67 \\ &= 27.55 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Esf. admisible } \perp \text{ a la fibra} \\ = 54.20 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

###

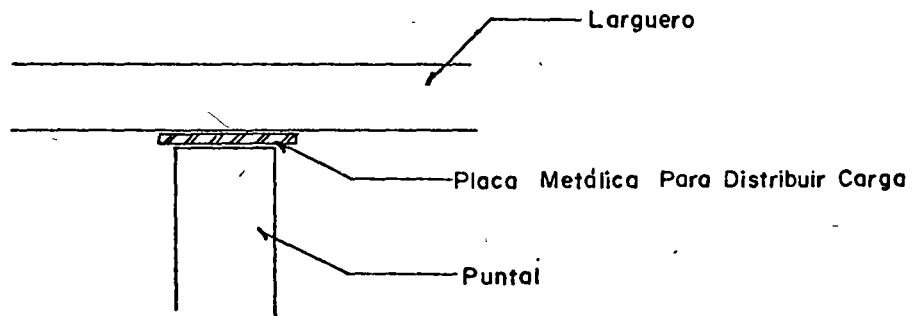


$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55 \text{ no pasa}$$

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

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

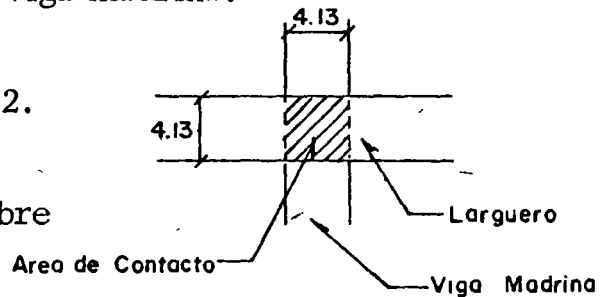
$$A = 4.13 \times 10.2 = 42.12 \text{ cm}^2.$$



Apoyo de larguero en viga madrina.

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

Carga de larguero sobre viga madrina:



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

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

Se considerará aceptable pues según reglamento:

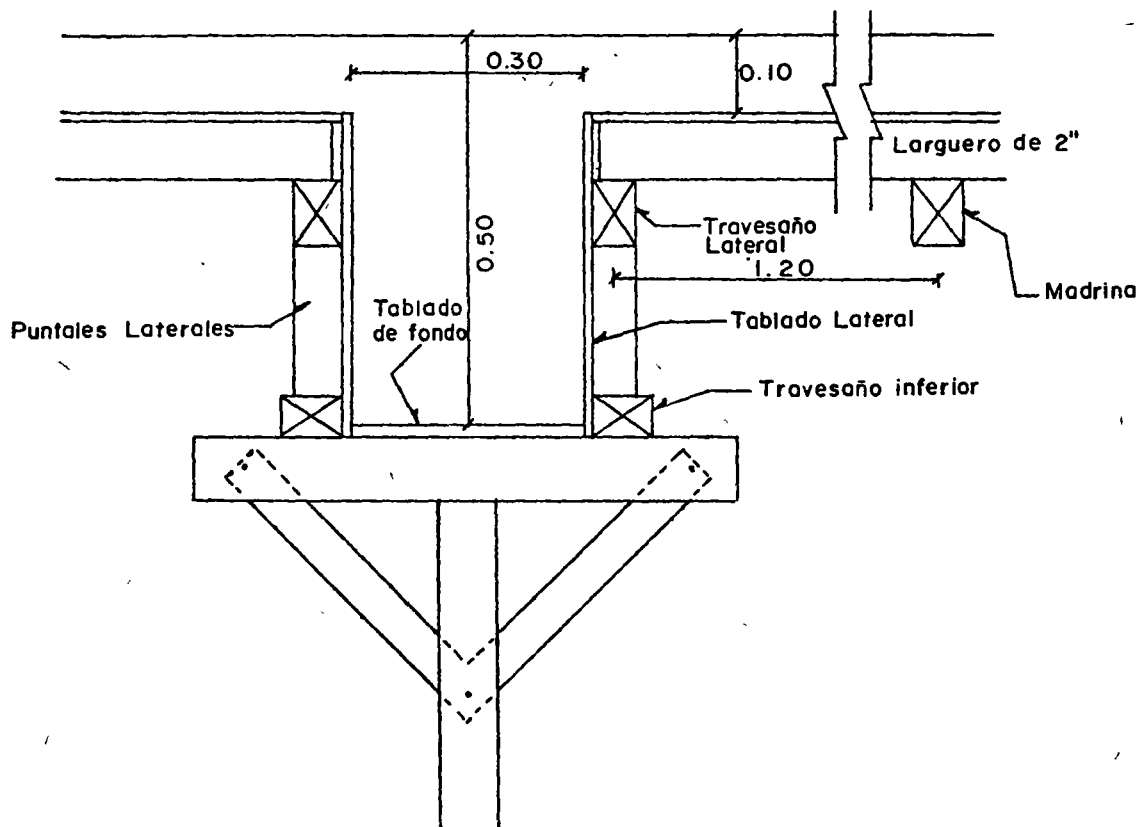
" sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 cm. ó más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor.

-36-

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

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

### DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE



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

El concreto será de peso volumétrico normal (2400kg/m<sup>3</sup>) se usará madera de pino de 1a. con una densidad de 0.6

###

-37-

### 1.- Tablado de Fondo.

Cargas que soporta:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Por corte.

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

Se usarán apoyos @ 1.00 m.

### 2.- Tablado Lateral.

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

###

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

Cálculo del travesaño lateral:

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

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

Por flexión.

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

Por flecha.

$$\frac{1}{360} = \frac{w l^4}{128 I} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 w l^3}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^3}{128 \times 117600} \times 10,000 = 63.14 \text{ cm}^4.$$

-39-

Por corte.

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

usar 2" x 4"

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

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

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

3.- Cálculo de puntales principales.

Determinando la carga total sobre estos puntales tenemos:

Por carga de trabe:

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

Por losas:

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

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

##

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA.

Sección de columna 0.45 x 0.45 m.

Altura de columna 3.50 m ( $\approx$  12 pies)

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

La cimbra se usará varias veces.

1. - Presión lateral (según fórmula ACI)

$$p = 150 + 9000 \frac{R}{T}$$

P; lb/pie<sup>2</sup>

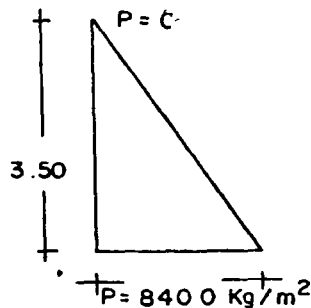
R: pies/hr.

T: °F.

$$R = 12 \text{ pies/hr.}$$

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

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



2. - Espaciamiento de yugos ó abrazaderas, colocando el

primer yugo a 15 cm. de la base:

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

-41-

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

= 1.98 cm)

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

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

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

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

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

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

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

con  $\gamma = 0.6$  en madera

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

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

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

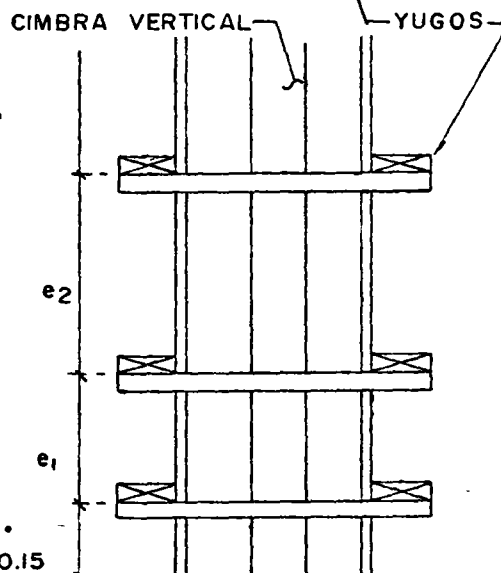
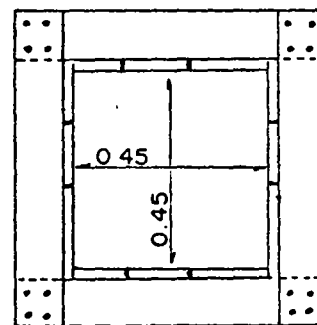
$$l \text{ corte} = 0.57 \text{ m}.$$

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

Presión a 0.45 m. de la base.

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

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



##

-42-

$$l \text{ flexión} = 0.33$$

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

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

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

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

$$l \text{ flexión} = 0.35$$

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

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

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

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

$$l \text{ flexión} = 0.37$$

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

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

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

$$l \text{ flexión} = 0.40$$

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

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

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

$$l \text{ flexión} = 0.44$$

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

##





-43-

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

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

$$l \text{ flexión} = 0.51$$

$$l \text{ flecha} = 0.44 \quad \Rightarrow e_7 = 0.40$$

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

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

$$l \text{ flexión} = 0.61$$

$$l \text{ flecha} = 0.50 \quad \Rightarrow e_8 = 0.50$$

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

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

$$l \text{ flexión} = 0.91$$

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

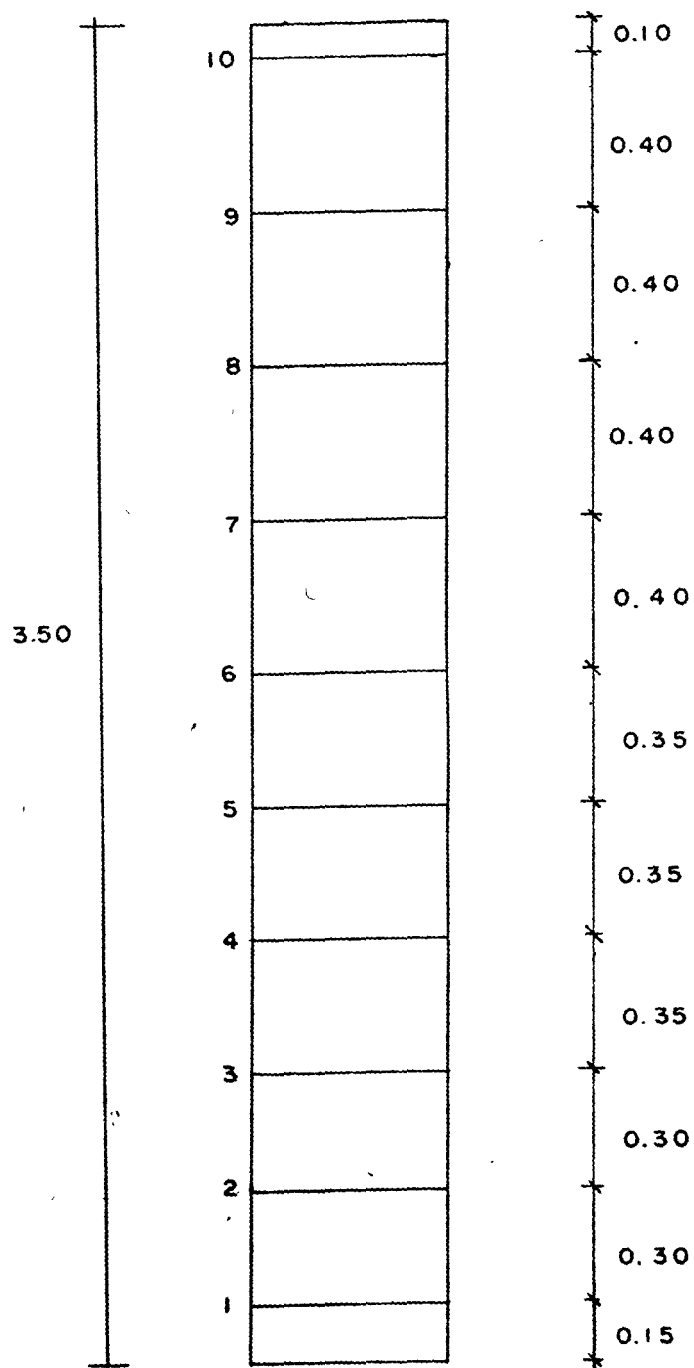
### 3.- Diseño de Yugos.

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

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

###

Se usará la siguiente distribución de yugos.



donde:

P: Fuerza axial (kgs)

A : Area de la sección transversal (cm<sup>2</sup>)

M : Momento flexionante (kg-cm)

S : Módulo de sección (cm<sup>3</sup>)

para yugo 2.

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

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

$$M = \frac{9 \cdot 1^2}{10} = \frac{2196 \times 0.45^2}{10} = 44.47 \text{ kg-m} = 4447 \text{ kg-cm.}$$

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

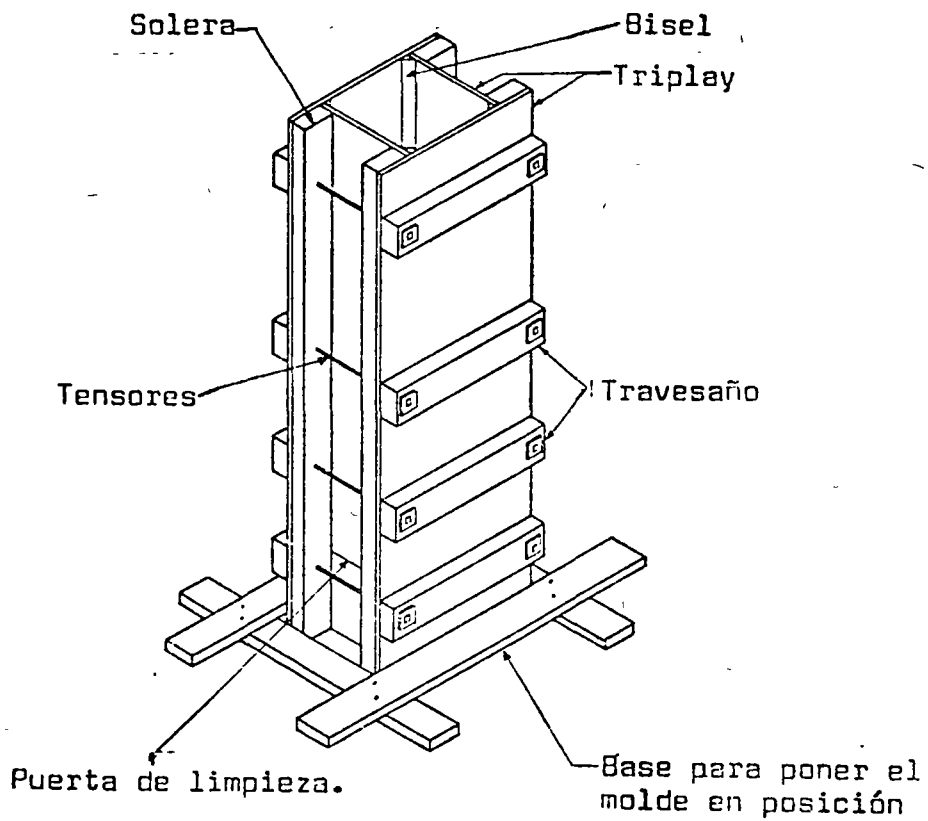
Probar tira 1 1/2" x 4" (espesor efectivo 1 5/16"=3.33cm)

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

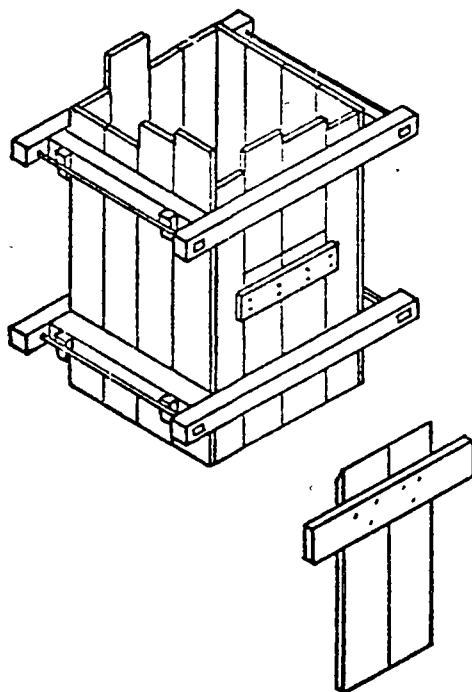
$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3.33 \times 10.2^2}{6} = 57.74$$

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

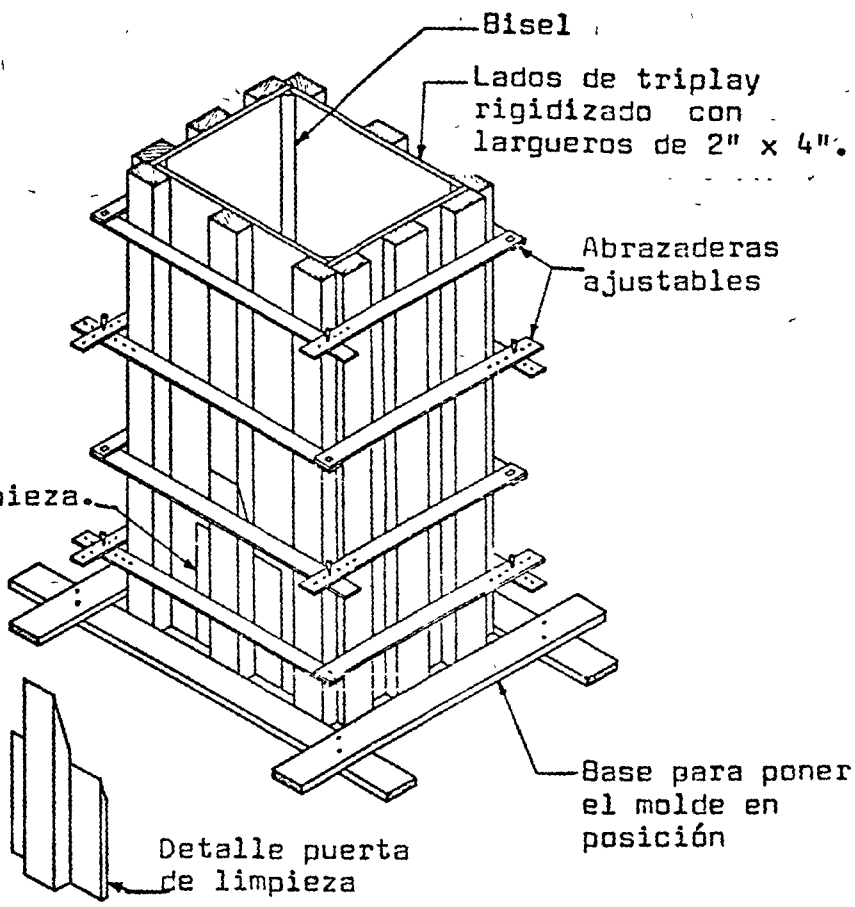
$$f_m = 196 \gamma' = 196 \times 0.6 \doteq 120 \text{ kg/cm}^2.$$



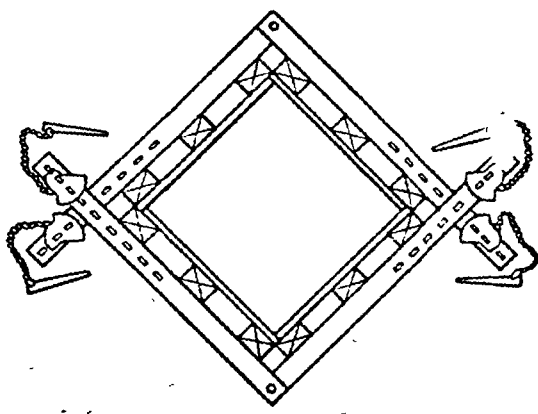
Cimbra típica para columnas ligeras.



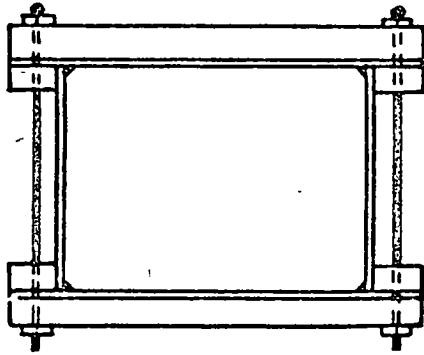
Cimbra típica para columnas con puerta de limpieza.



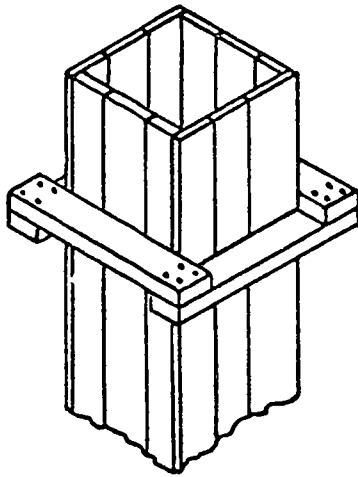
Cimbra típica para columnas



Triplay y yugos metálicos

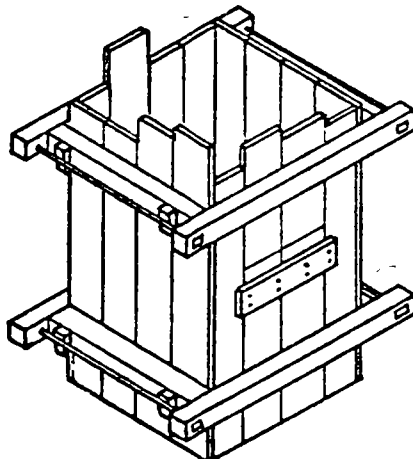


Triplay con yugo combinado  
de madera y pernos

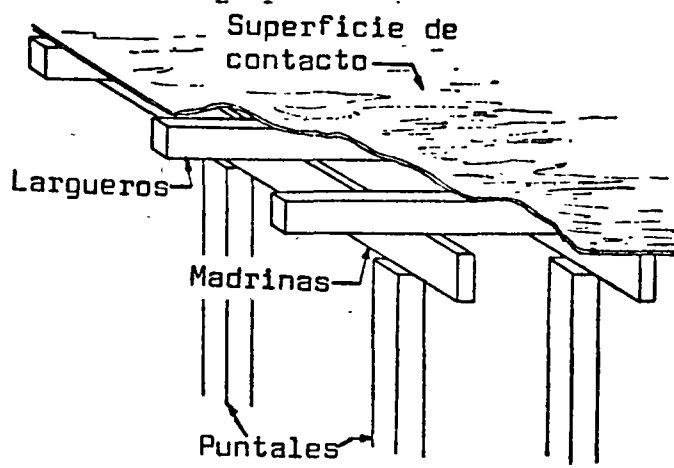


Cimbra de Columnas

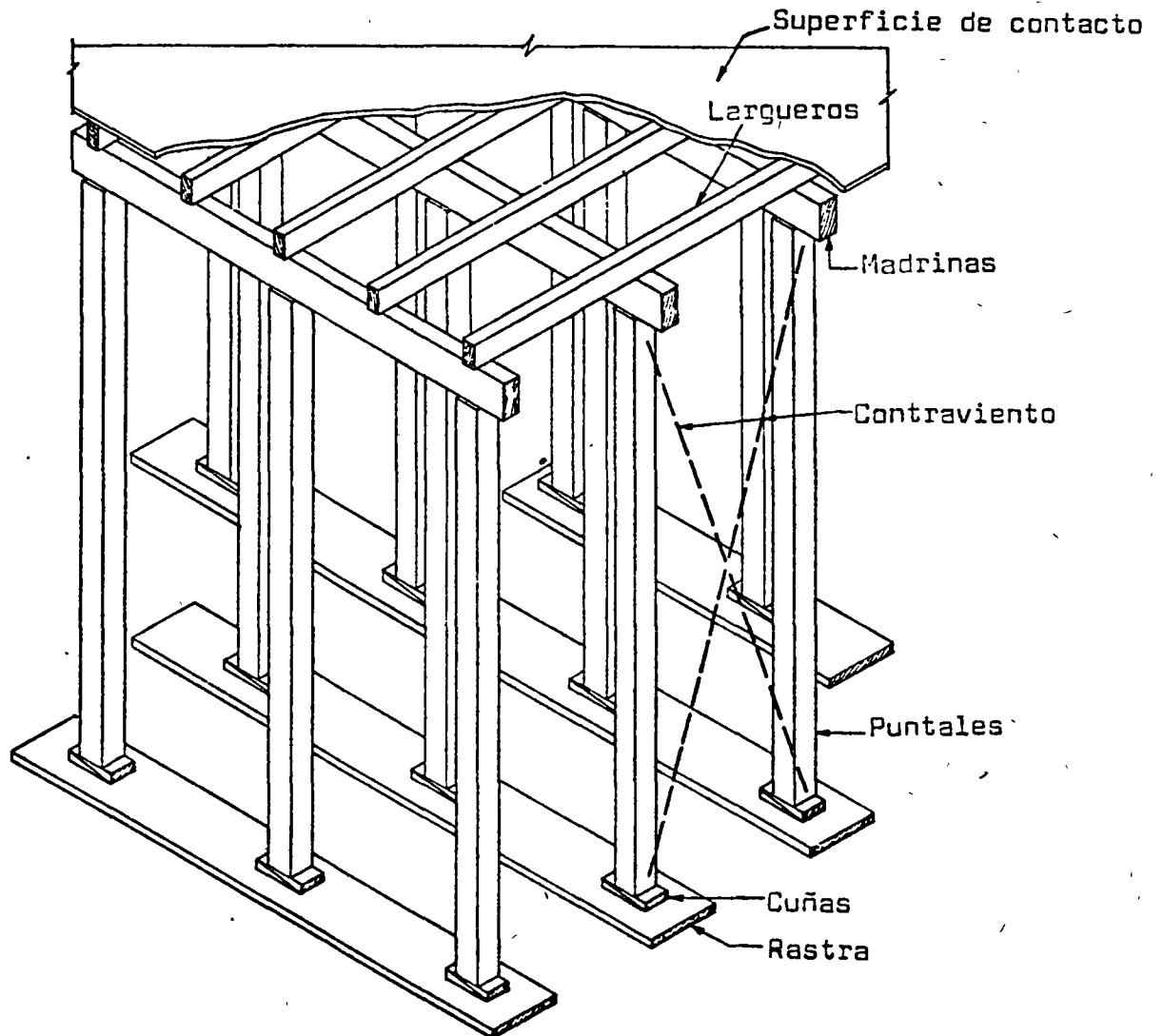
Duela de Madera con  
Yugos de madera



Duela de madera con  
yugos combinados de  
madera y pernos.

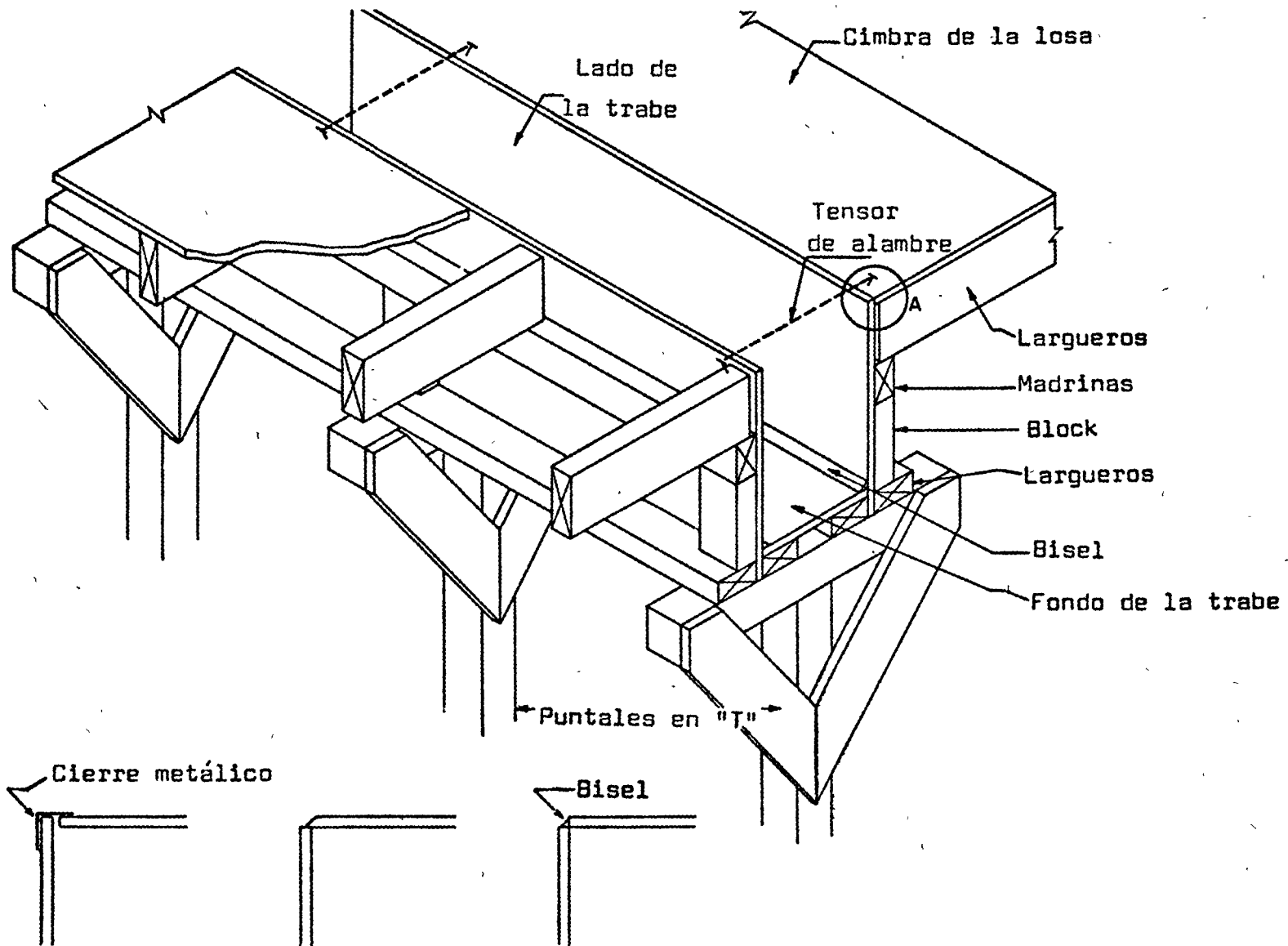


Cimbra típica de losa



Componentes típicos para cimbra de losas.



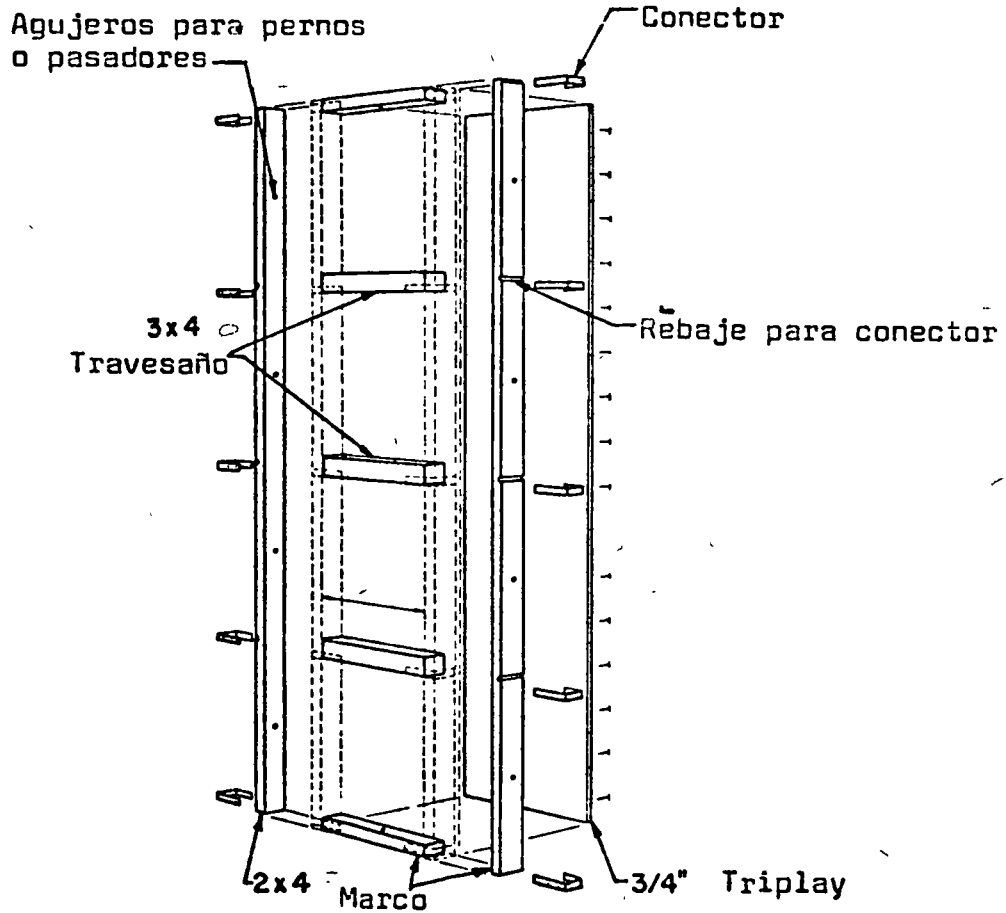
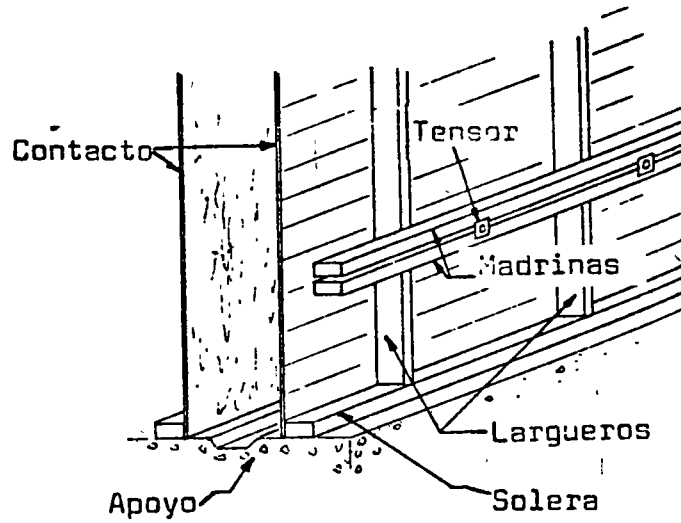


Diferentes maneras de resolver las esquinas

Arreglo típico de cimbra para trabe y losa

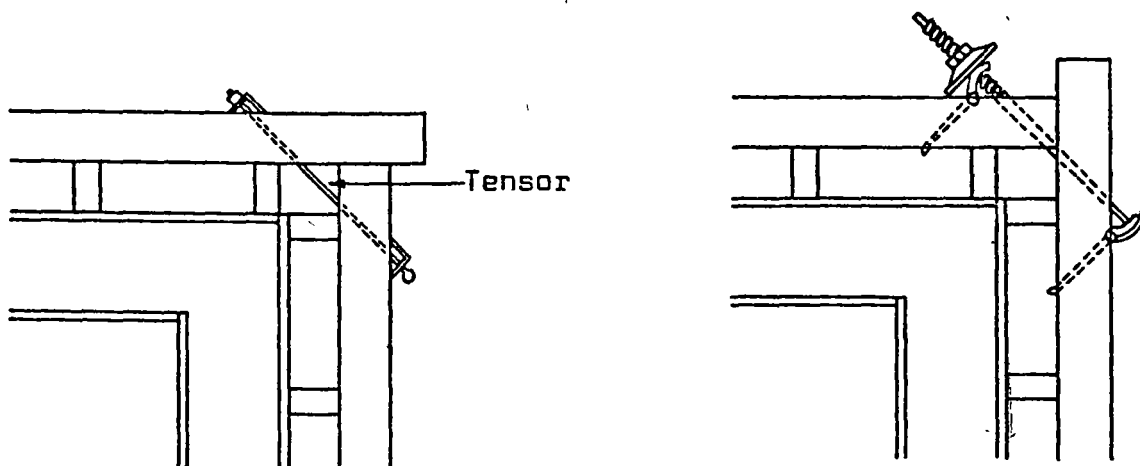


Cimbra típica de muro

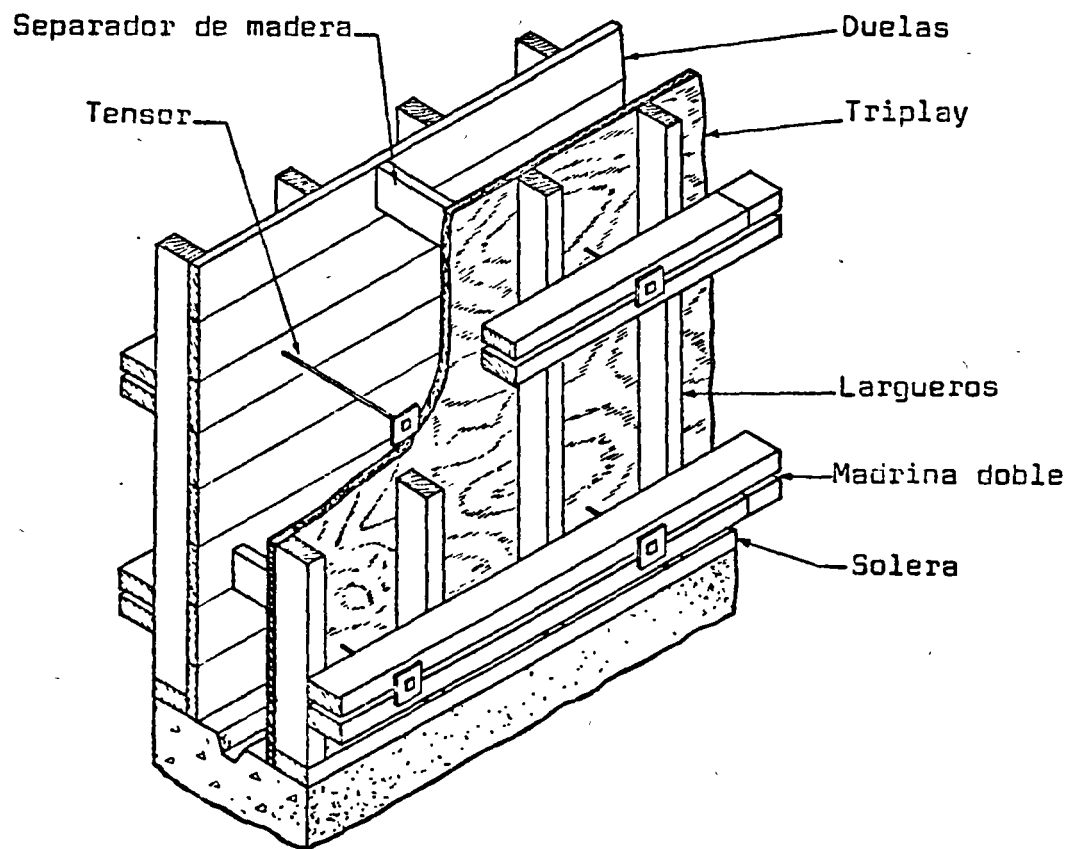


Ensamble típico de cimbra de muro

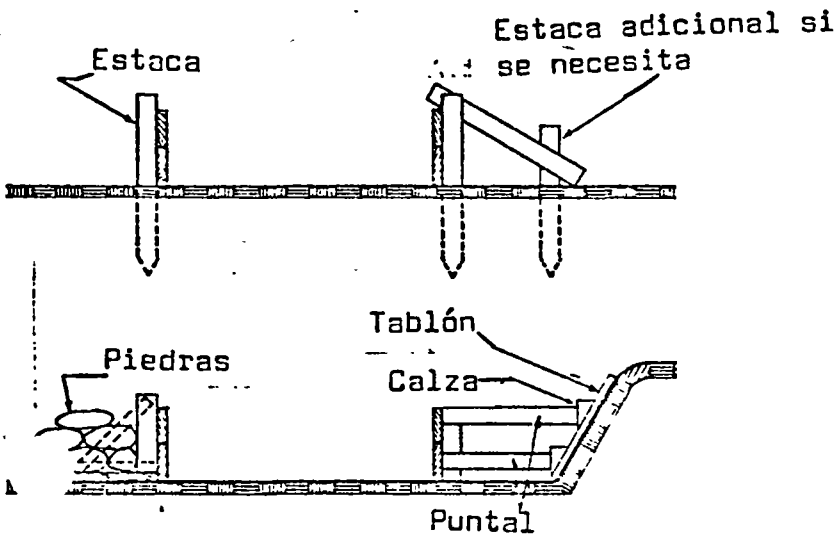
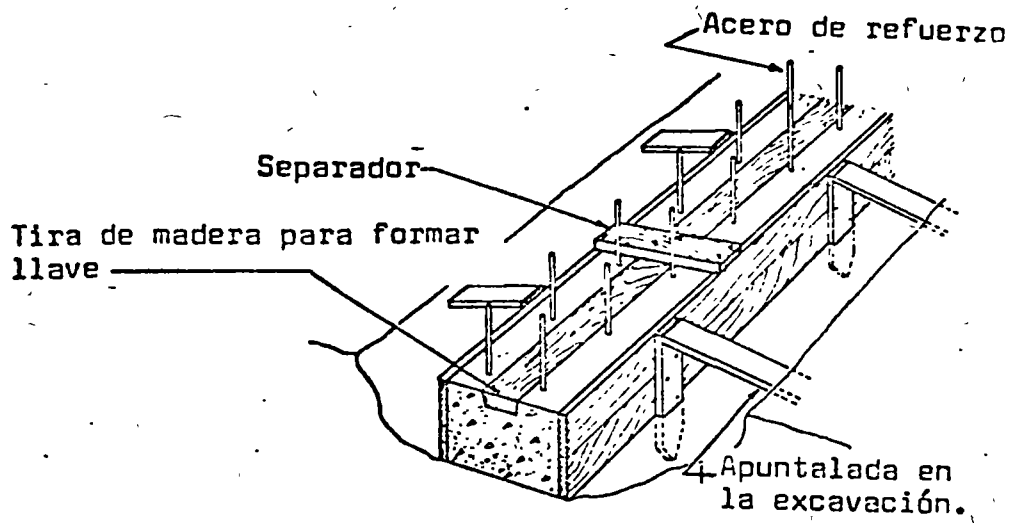




Varias formas de fijar esquinas

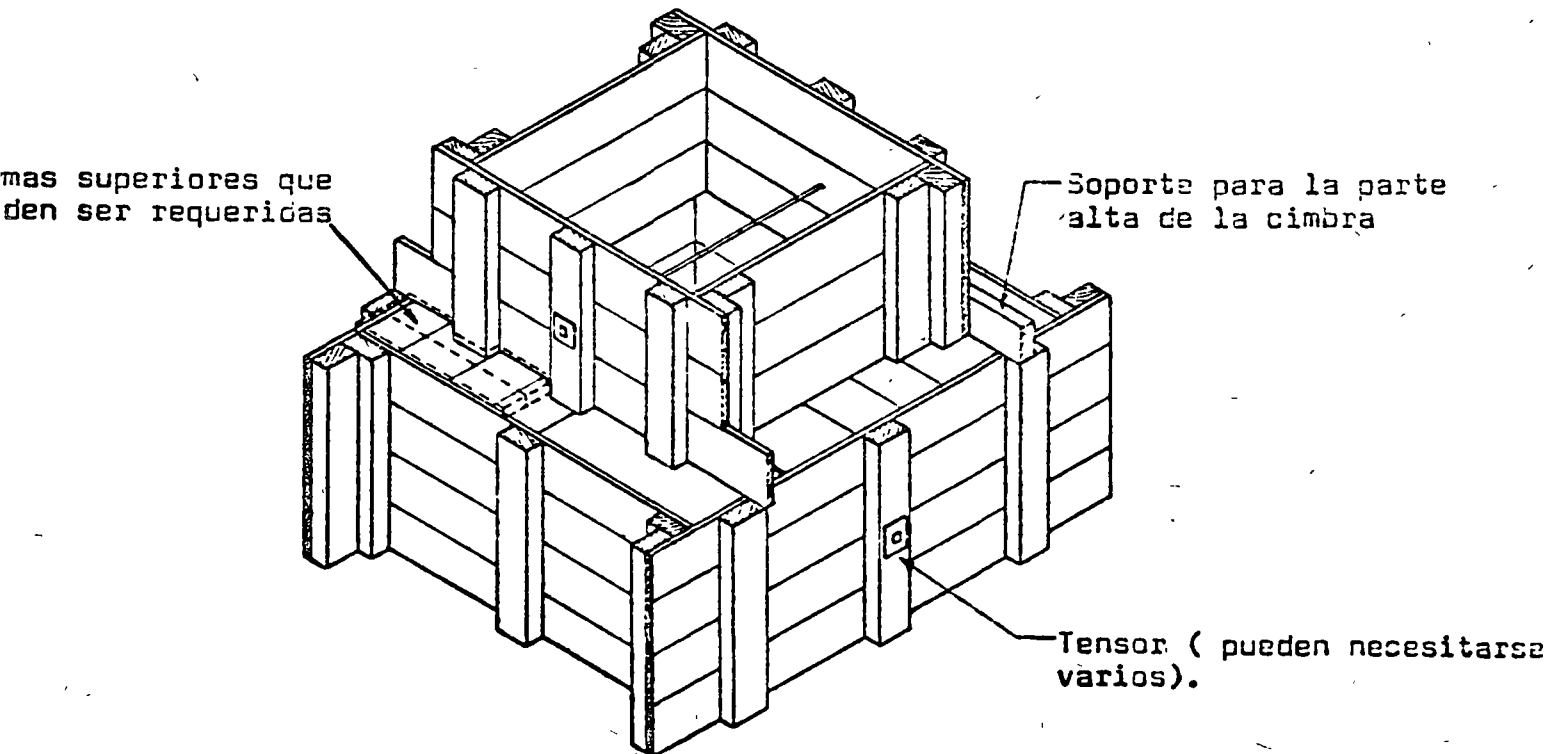


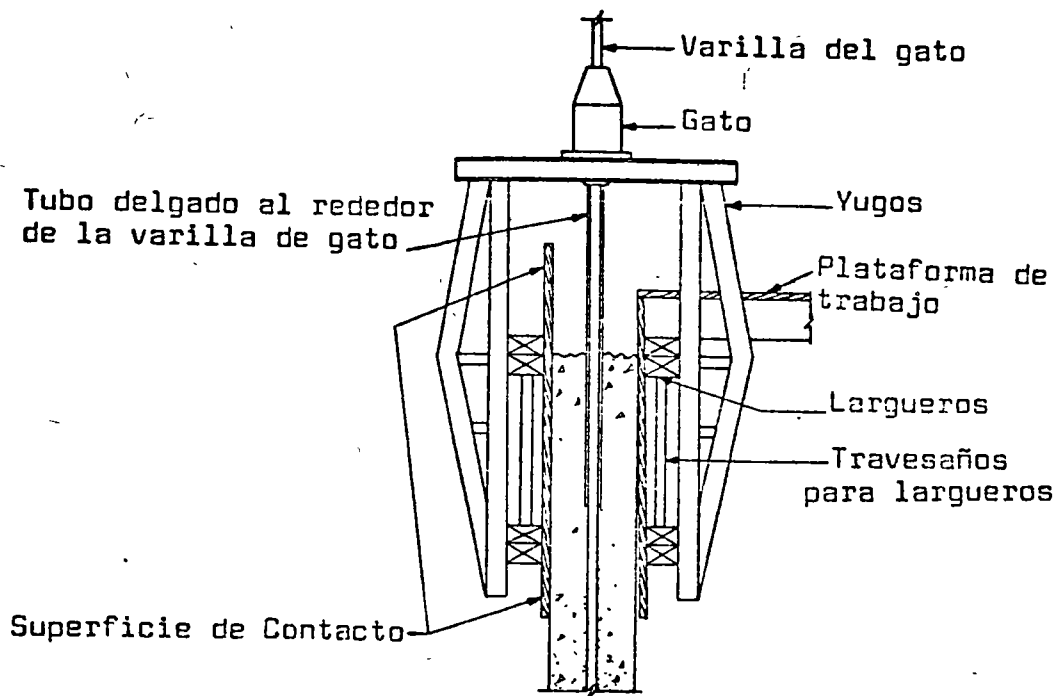
Cimbra típica para muro: Se muestran varias alternativas de materiales, el separador - con frecuencia parte del - - tensor.



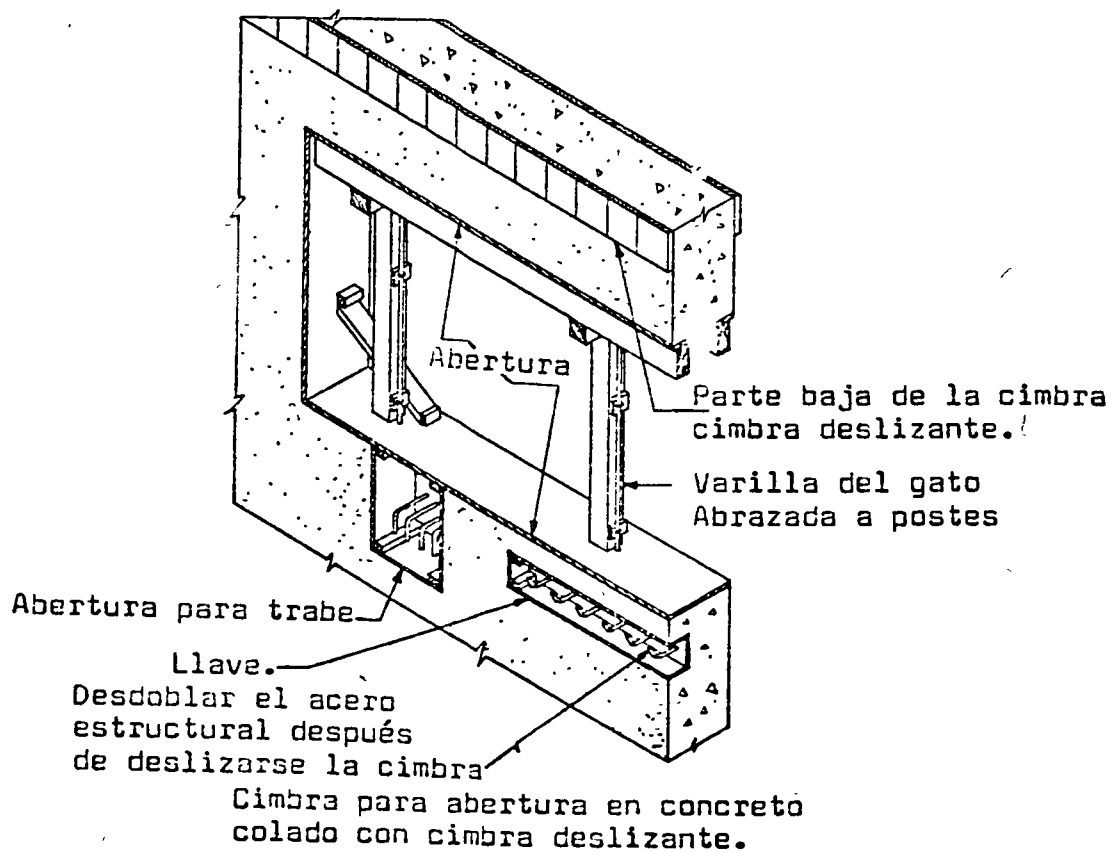
Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores

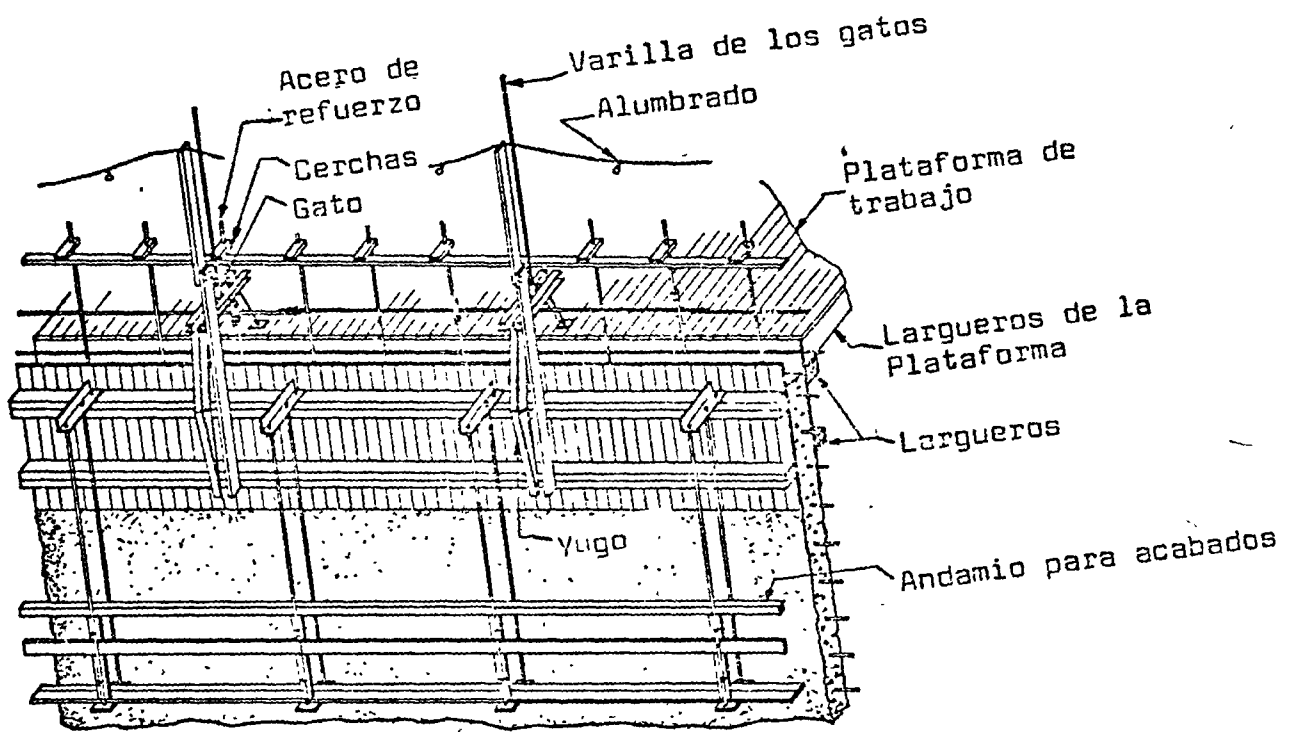
Cimbra para zapata y dado





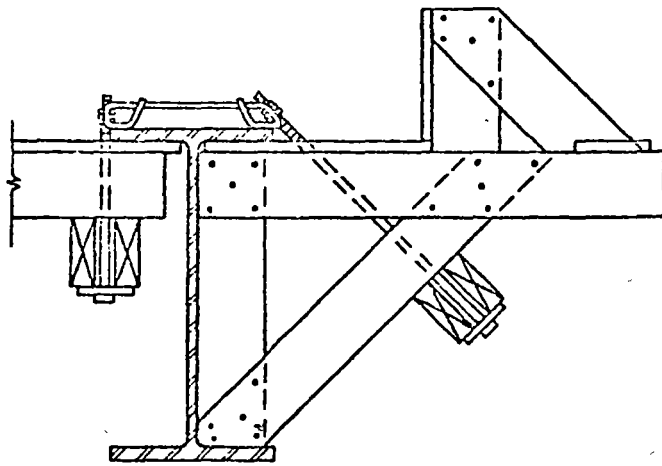
Sección Transversal de cimbra deslizante



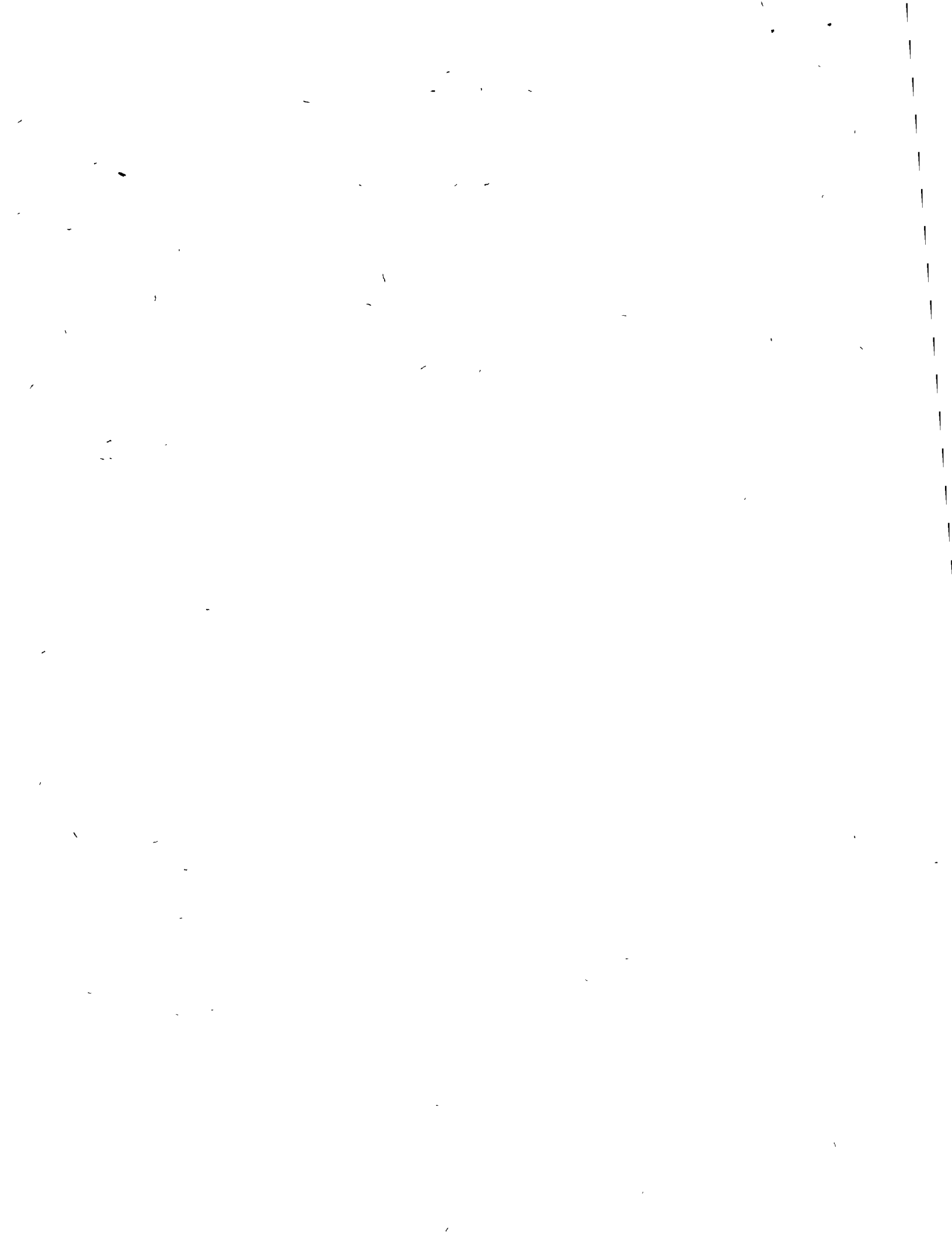


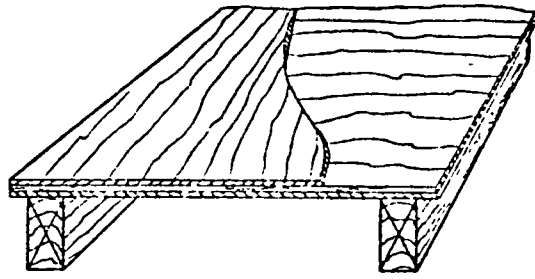
Cimbra deslizante típica



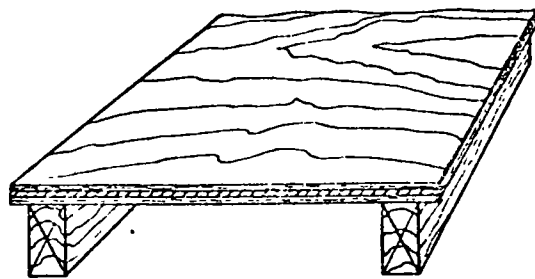


Marco colgado con tensor  
inclinado para volado en  
viga metálica.





Triplay usado en la dirección más resistente.



Triplay usado en la dirección menos resistente.



TABLA 4-3

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

RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

TABLA 4-4

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

CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-1

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

Carga viva de 250 kg/m<sup>2</sup>. Esta carga es válida para colados comunes. Si se usan carritos motorizados (vogues) para transporte de concreto deberá incrementarse a 500 kg/m<sup>2</sup>.

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO  
DE CIMBRAS DE MUROS.

TABLA 5-2

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

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores, de 10,000 kg/m<sup>2</sup>, ó 2,400 x altura en metros, del concreto fresco dentro de la forma, la que sea menor.



MAXIMA PRESION HORIZONTAL PARA  
DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS.

TABLA 5-3

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

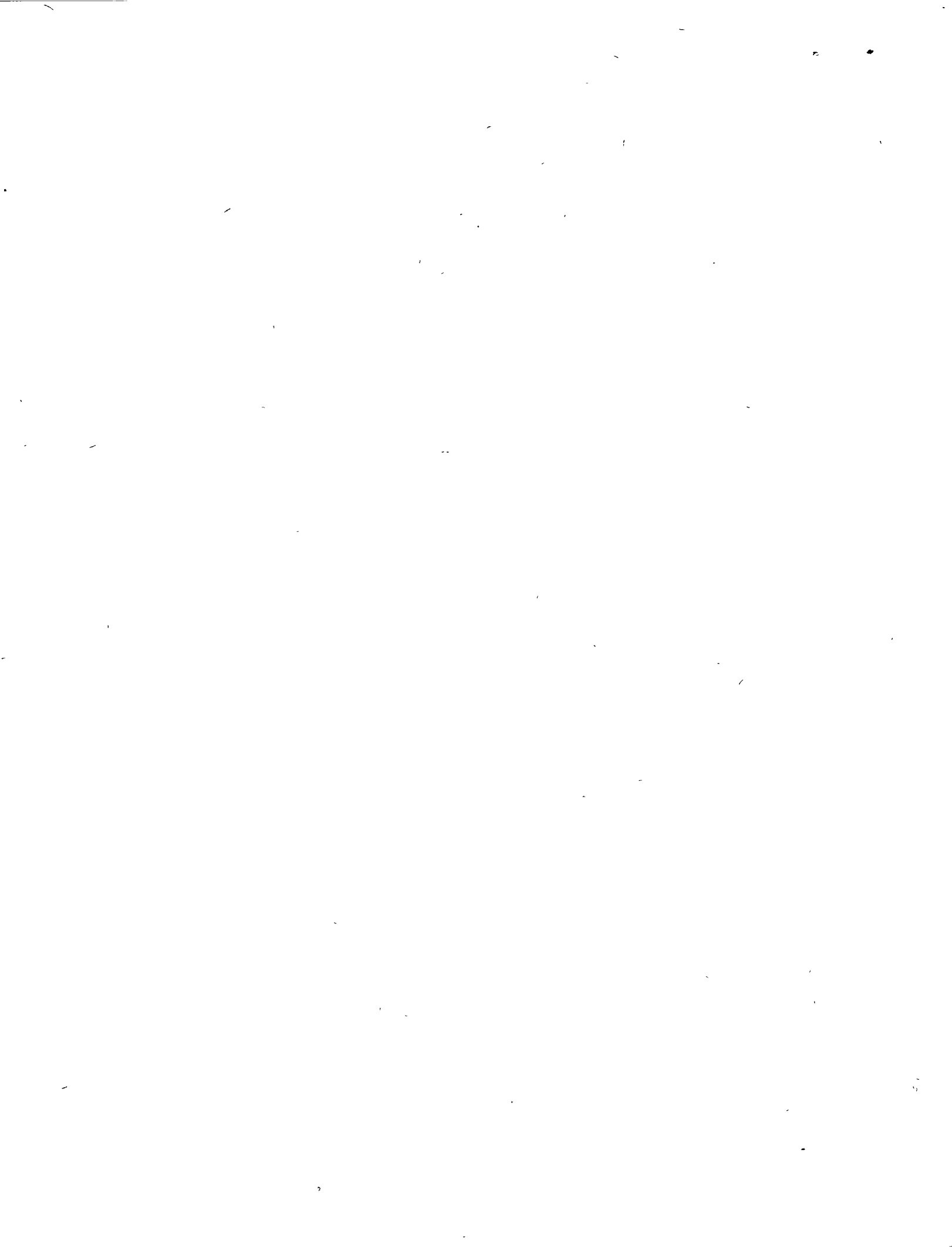
NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 15,000 kg/m<sup>2</sup>,  
ó 2400 x altura en metros del concreto dentro de la forma,  
la que sea menor.



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

TABLA 5-4

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



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

TABLA 5-5

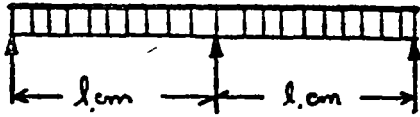
Altura del muro (m)		Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los códigos) indicada (kg/m)			
		73kg/m <sup>2</sup>	98kg/m <sup>2</sup>	122kg/m <sup>2</sup>	146kg/m <sup>2</sup>
(sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.6	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.4	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70 ó mas	24.4 h.	36.6 h	48.8 h	61.0 h	73.2h

Bajo el terreno



# FORMULAS DE VIGAS, APLICABLES EN CÍMBRAS

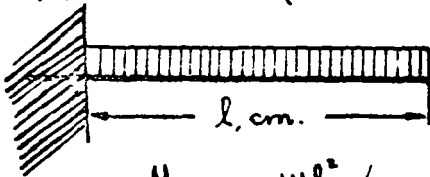
VIGA CONTINUA SOBRE 2 CLAROS IGUALES  
CARGA UNIFORME



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

$$\Delta_{\max} = \frac{wl^3}{185 EI}$$

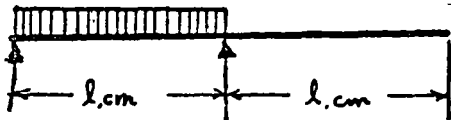
VIGA CANTILIVER (CARGA UNIFORME)



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

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

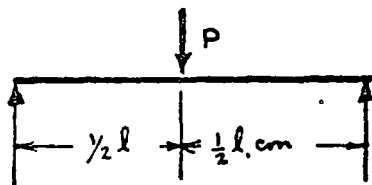
VIGA CON 2 APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTREMO,  
CON CARGA UNIFORME ENTRE APOYOS.



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

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

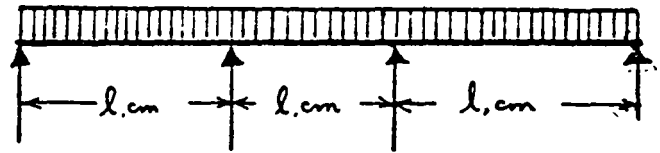
VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON CARGA  
CONCENTRADA AL CENTRO.



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

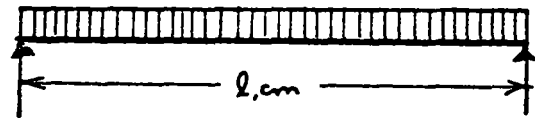
$$\Delta_{\max} = \frac{Pl^3}{48EI}$$

VIGA CONTINUA SOBRE 3 O MÁS CLAROS  
CARGA UNIFORME



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

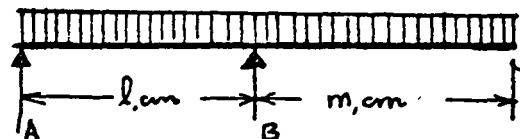
$$\Delta_{\max} = \frac{wl^4}{145 EI}$$



VIGA SIMPLEMENTE APOYADA (CARGA UNIFORME)

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

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



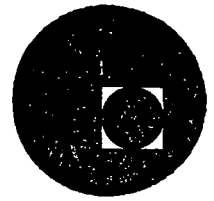
VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS, PERO SOBRESALIENDO UNO CON CARGA UNIFORME.

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

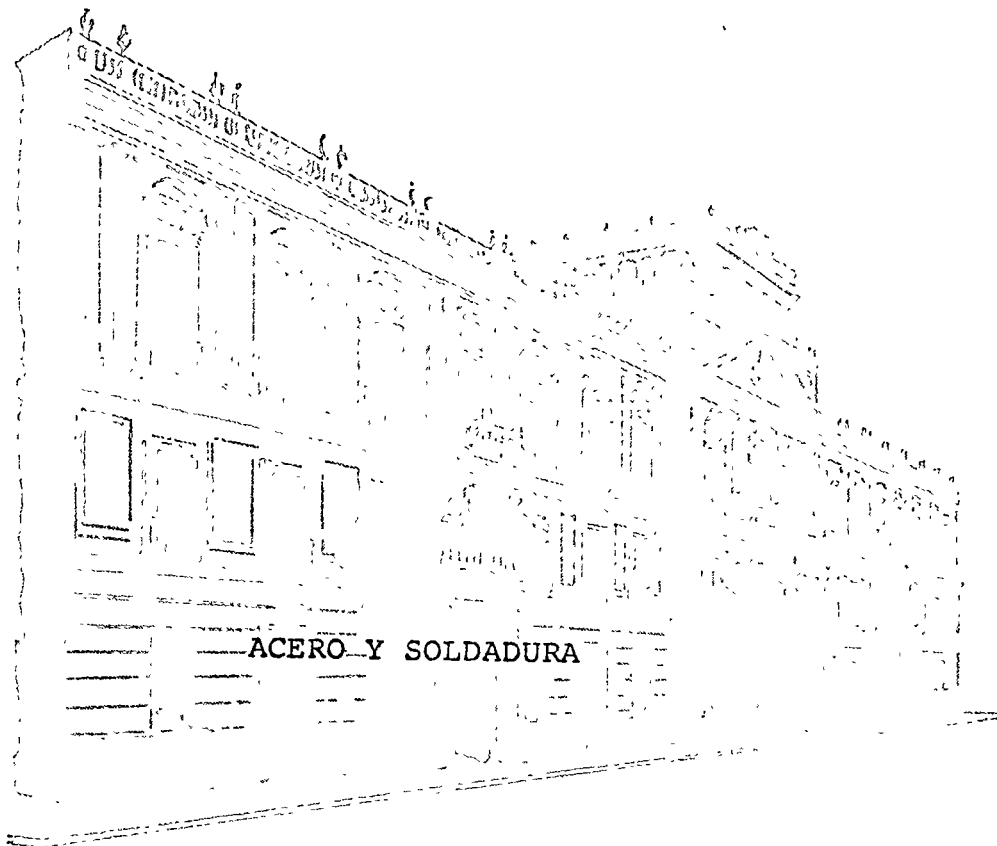
$$V_{\max} = \frac{w}{2l} (l^2 + m^2)$$



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



RESIDENTES DE CONSTRUCCION



Ing. José L. Sánchez M.

Mayo de 1977.

Palacio de Minería

Calle de Tacuba 5,

primer piso.

México 1, D. F.

Tel: 521-40-20



Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header, which is mostly illegible due to fading and bleed-through. Some faint words like "Lecture" and "Notes" are visible.

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

**11 ESPECIFICACIONES ASTM**

A continuación, se enumeran los aceros más comúnmente empleados en nuestro País dentro de estas especificaciones, así como las características físicas en las que se basan los esfuerzos para diseñar estructuras, tanques, calderas, barcos, etc.

**DESIGNACION A.S.T.M. A-7**

Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en Probeta de 8"
kg/cm <sup>2</sup>	lbs/pul.2	kg/cm <sup>2</sup>	lbs/pul.2	
2320	35,000	4220	60,000	21 %
		a	a	
		5060	72,000	

**DESIGNACION A.S.T.M. A-36**

Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
kg/cm <sup>2</sup>	lbs/pul.2	kg/cm <sup>2</sup>	lbs/pul.2	
2531	36,000	4220	60,000	20 %
		a	a	
		5625	80,000	

**DESIGNACION A.S.T.M. A-131**

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 3"
	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	
Estructural	2250	32000	4070/5000	58/71000	21 %
Remaches	2100	30000	3860/4570	55/65000	23 %

**DESIGNACION A.S.T.M. A-242 Acero Baja aleación Alta resistencia**

Espesor mm	pul.	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
		kg/cm.2	lbs/pul.2	kg/cm.2	lbs/pul.2	
4.75 a 19.0	3/16 a 3/4	3510	50000	4920	70000	16 %
19.1 a 38	3/4 a 1 1/2	3230	46000	4710	67000	19 %
38.1 a 100	1 1/2 a 4	2950	42000	4430	63000	16 %

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
I N G E N I E R O C I V I L

**DESIGNACION A.S.T.M. A-283**

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm 2	lbs/pulg.2	Kg/cm 2	lbs/pulg 2	
A	1690	24000	3160/3870	45/55000	27 %
B	1900	27000	3515/4220	50/60000	25 %
C	2100	30000	3870/4570	55/65000	23 %
D	2300	33000	4220/5060	60/72000	21 %

**DESIGNACION A.S.T.M. A-201**

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	
A	2100	30000	3860/4570	55/65000	25 %
B	2250	32000	4220/5060	60/72000	22 %

**DESIGNACION A.S.T.M. A-212**

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	
A	2460	35000	4570/5410	65/77000	21 %
B	2670	38000	4920/5976	70/85000	19 %

**DESIGNACION A.S.T.M. A-285**

GRADO	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo Unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	Kg/cm.2	lbs/pulg.2	
A	1680	24000	3160/3870	45/55000	29 %
B	1900	27000	3515/4220	50/60000	27 %
C	2100	30000	3870/4570	55/65000	25 %

**DESIGNACION A.S.T.M. A-299**

Acero al carbon - Manganeso y Silicio de Alta resistencia

ESPESOR	Límite Elástico mínimo aparente		Esfuerzo unitario a la rotura		Alargamiento mínimo en probeta de 8"
	kg/cm.2	lbs/pulg.2	kg/cm.2	lbs/pulg.2	
Hasta 25 mm (1")	2950	42000	5270/6330	75/90000	18 %
25.1 a 51 mm (2")	2800	40000	5270/6330	75/90000	18 %

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

Las Normas de concreto no incluyen las barras provenientes de riel (Norma DGN B18 1974) y de eje (Norma DGN B32 1974) ya que los requisitos de las normas para estas barras no aseguran ductilidades adecuadas y además porque no se producen en México en forma continua.

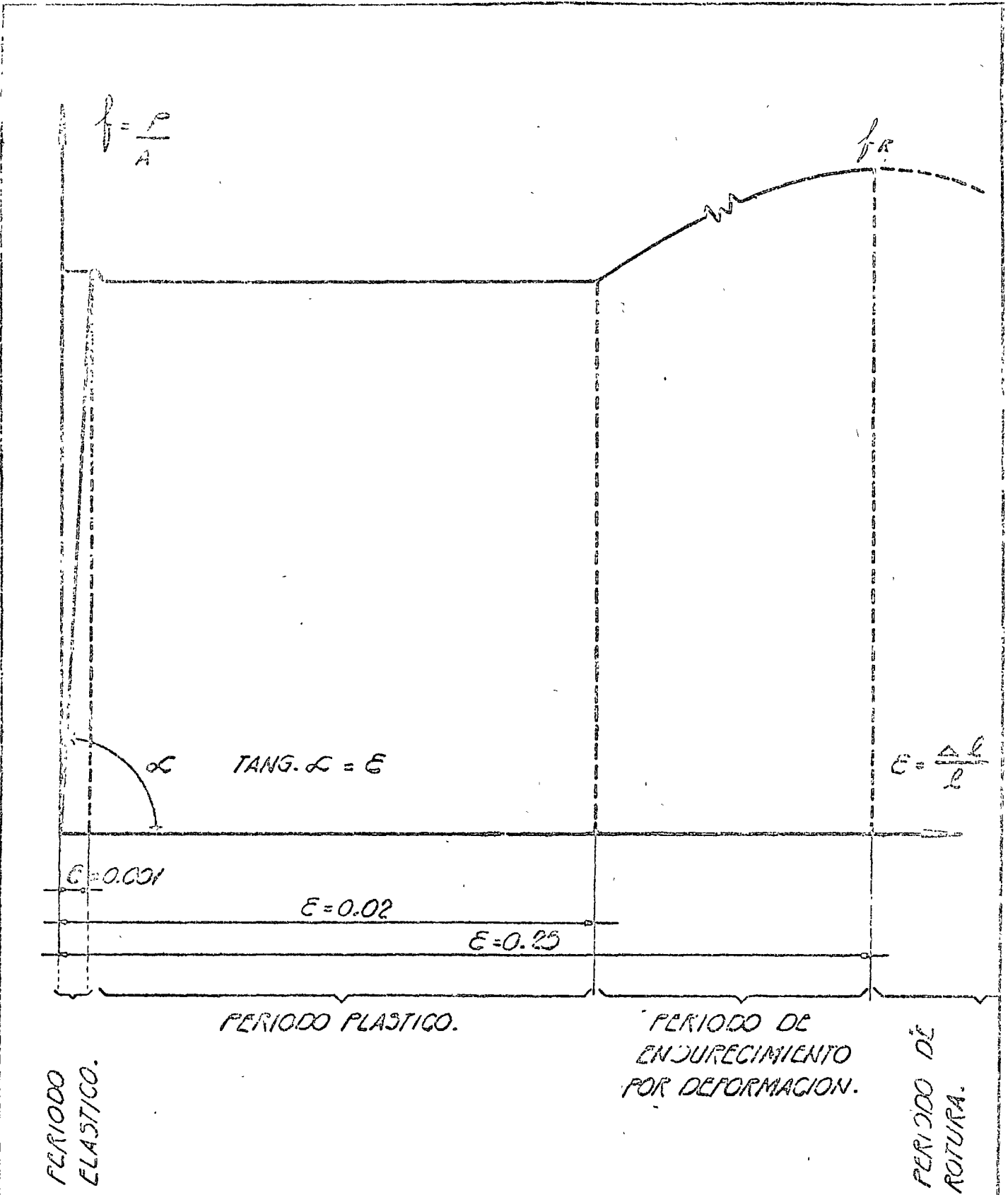
La tabla siguiente muestra los principales requisitos mínimos especificados para los distintos tipos de acero por las normas mencionadas.

PROPIEDADES MINIMAS ESPECIFICADAS PARA ACEROS DE REFUERZO PARA CONCRETO

Tipo de Acero	Grado	Esfuerzo de fluencia, $kg/cm^2$	Esfuerzo máximo $kg/cm^2$	Alargamiento sobre 20.3 cm %
Laminado en caliente B6 1974	30	3,000	5,000	7 o 11
	42	4,200	6,300	7 o 9
	52	5,200	7,000	5 o 8
Tercido en frío B274 1972	42	4,200	5,200	8
	50	5,000	6,000	8
	60	6,000	7,000	8
Alambre para malla electrosoldada B253 1974	50	5,000	5,700	No especificado

La figura 2.1 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para los aceros de refuerzo en cuestión.

JOSE LUIS SANDREZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL



JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

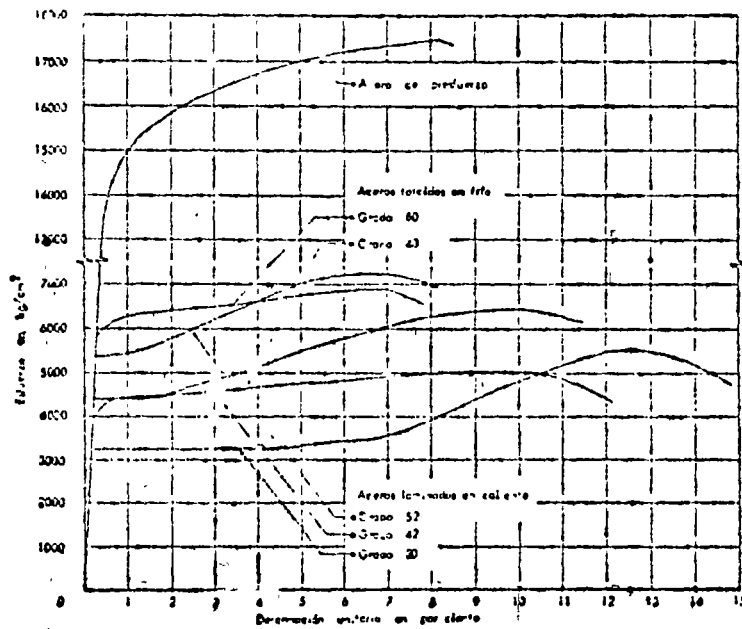


FIG. 2.1 CURVAS TÍPICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA DISTINTOS TIPOS DE ACERO DE REFUERZO

Se aprecia que los aceros laminados en caliente presentan una fluencia definida seguida por una zona de endurecimiento y que, al aumentar el grado del acero se reducen tanto la magnitud de la zona de fluencia como la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia, así como la deformación de ruptura.

Los aceros torcidos en frío tienen una relación esfuerzo-deformación que no presenta una fluencia definida, el esfuerzo de fluencia se define en forma convencional como aquel que resulta de trazar una paralela a la rama recta de la gráfica esfuerzo-deformación a partir de una deformación de 0.25%

La relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia así como la deformación a

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

A 36

TABLE 1 Material Specifications

Material	ASTM Description <sup>1</sup>
Plate to be bent or formed cold	A 283, Grade C <sup>2</sup>
Steel rivets	A 501, Grade 1 <sup>3</sup>
Bolts and nuts	A 307, A 325
Cast steel	A 27, Grade 65-35 <sup>4</sup>
Forgings (carbon steel)	A 235, Class 1
Hot-rolled sheets	A 570, Grade D
Hot-rolled strip	A 570, Grade D
Cold-formed tubing	A 500, Grade B
Hot-formed tubing	A 501

<sup>1</sup> These designations refer to the following specifications of the American Society for Testing and Materials:

A 283, Low and Intermediate Tensile Strength Carbon Steel Plate of Structural Quality,<sup>2</sup>

A 501, Steel Structural Rivets,<sup>3</sup>

A 307, Low Carbon Steel Externally and Internally Threaded Standard Fasteners,<sup>3</sup>

A 325, High Strength Bolts for Structural Steel Joints Including Suitable Nuts and Plain Hardened Washers,<sup>3</sup>

A 27, Mild- to Medium-Strength Carbon-Steel Castings for General Application,<sup>4</sup>

A 235, Carbon Steel Forgings for General Industrial Use,<sup>5</sup>

A 570, Hot-Rolled Carbon Steel Sheets and Strip, Structural Quality,<sup>2</sup>

A 500, Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes,<sup>6</sup> and

A 501, Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing,<sup>7</sup>

<sup>8</sup> These have lower yield point than A 36 steel.

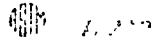
<sup>2</sup> Annual Book of ASTM Standards, Part 2

TABLE 2 Chemical Requirements

Product	Shapes <sup>a</sup>	Plates					Bars			
		To ¼ (19) incl	Over ¼ to 1½ (19 to 38) incl	Over 1½ to 2½ (38 to 63) incl	Over 2½ to 4 (64 to 102) incl	Over 4 (102)	To ¼ (19) incl	Over ¼ to 1½ (19 to 38) incl	Over 1½ to 4 (102) incl	Over 4 (102)
Carbon, max, percent	0.26	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29	0.26	0.27	0.28	0.29
Manganese, percent			0.80	0.80	0.85	0.85		0.60-0.90	0.60	0.60
Phosphorus, max, percent	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
Sulfur, max, percent			0.05	0.05	0.05	0.05		0.05	0.05	0.05
Silicon, percent	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.20
Copper, min, percent, when copper steel is specified			0.30	0.30	0.30	0.30		0.20	0.20	0.20

<sup>a</sup> Manganese content of 0.85-1.35% and silicon content of 0.15-0.30% is required for shapes over 426 lb/ft

**JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ**  
INGENIERO CIVIL



the specified thickness or diameter below  $\frac{1}{16}$  in. being bent cold through 180 deg without cracking on the outside of the bent portion to an inside diameter which shall have a relation to the thickness of the specimen as prescribed in Table 3.

**6. Bend Test Requirements**

6.1 The bend test specimens shall stand

as Table 3.

**TABLE 1 Chemical Requirements (Chemical Analysis)**

Element	Composition, %	
	Type 1	Type 2
Carbon, max	0.15	0.20
Manganese, max	1.00	1.35
Phosphorus, max	0.15	0.04
Sulfur, max	0.05	0.05
Copper, min	0.20	0.20*

\* If chromium and silicon contents are each 0.50 min, then the copper 0.20 min requirement does not apply.

**TABLE 2 Tensile Requirements**

	Plates and Bars			Structural Shapes		
	For Thicknesses $\frac{1}{4}$ in (19.1 mm), and under	For Thicknesses over $\frac{1}{4}$ to 1 1/2 in (19.1 to 38.1 mm), incl	For Thicknesses over 1 1/2 to 4 in (38.1 to 101.6 mm), incl	Groups 1 and 2	Group 3	Groups 4 and 5
Tensile strength, min, psi (MPa)	70 000 (480)	67 000 (460)	63 000 (435)	70 000 (480)	67 000 (460)	63 000 (435)
Yield point, min, psi (MPa)	50 000 (345)	46 000 (315)	42 000 (290)	50 000 (345)	46 000 (315)	42 000 (290)
Elongation in 8 in. or 200 mm, min, %	18*	18*	18*	18*	18	18
Elongation in 2 in. or 50 mm, min, %	...	21	21	...	..	21*

\* See 8.2

\* 1 or wide flange shapes over 476 lb/ft<sup>2</sup> elongation in 2 in. or 50 mm of 18% minimum applies.

\* Elongation not required to be determined for floor plate

**TABLE 3 Bend Test Requirements**

Thickness of Material, in (mm)	Ratio of Bend Diameter to Thickness of Specimen
To $\frac{1}{4}$ (19.1) incl	1
Over $\frac{1}{4}$ to 1 (19.1 to 25.4), incl	1 1/2
Over 1 to 1 1/2 (25.4 to 38.1) incl	2
Over 1 1/2 to 2 (38.1 to 50.8) incl	2 1/2
Over 2 to 4 (50.8 to 101.6), incl	3

*By publication of this standard no position is taken with respect to the validity of any patent rights in connection therewith, and the American Society for Testing and Materials does not undertake to insure anyone utilizing the standard against liability for infringement of any Letters Patent nor assume any such liability.*



JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

## Control de calidad

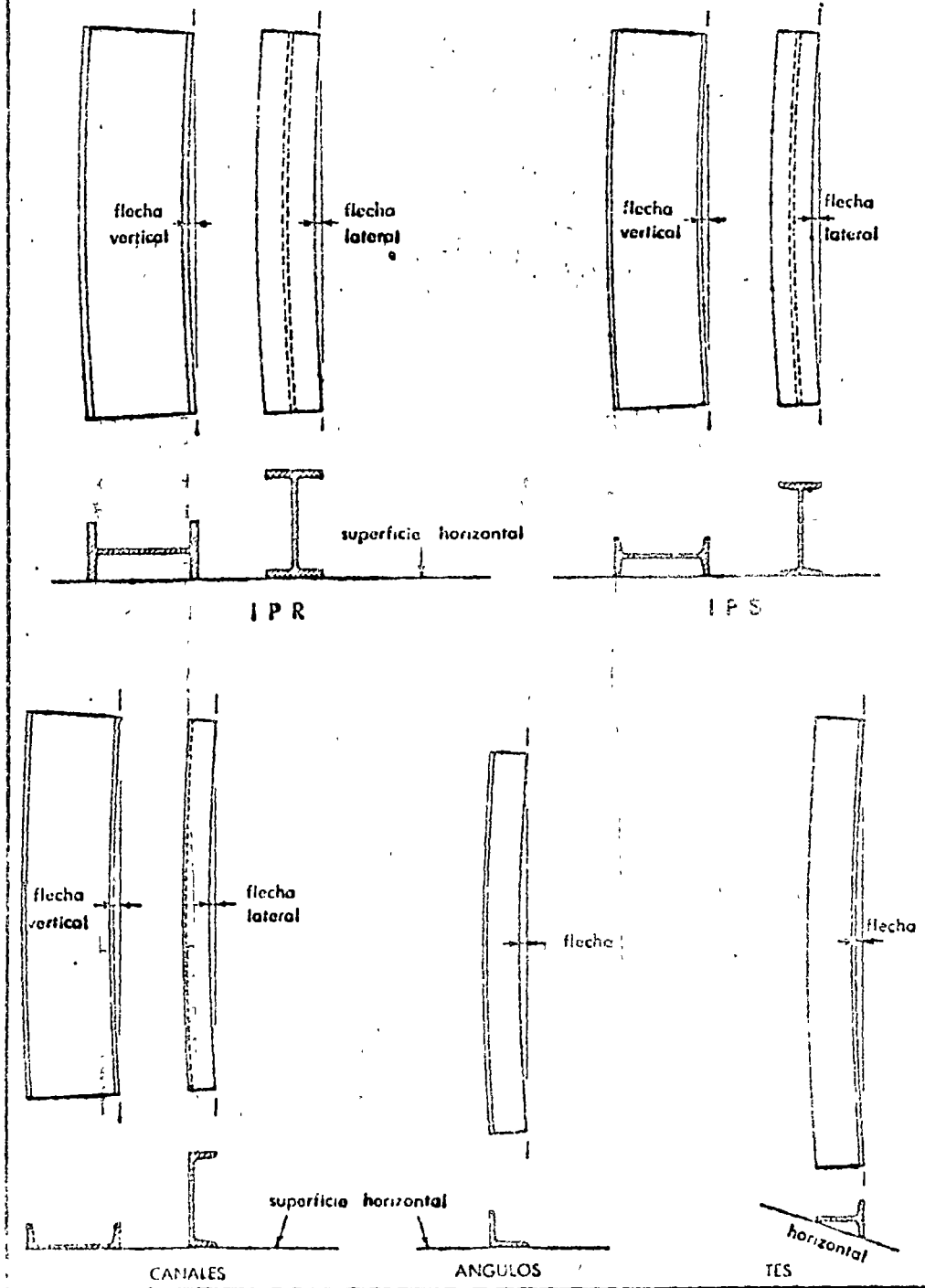
a) pruebas de composición química por cada colada.

b) del acero fundido y otra del producto terminado (ASTM A370)

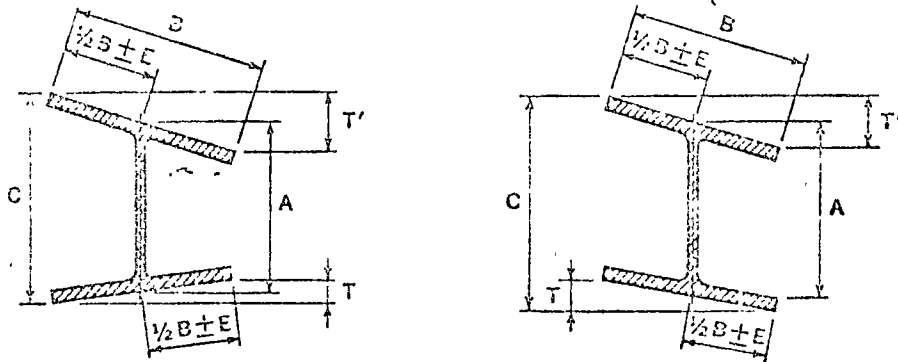
c) 2 pruebas de tensión y 2 de doblado por cada colada (ASTM A370)

III.2 TOLERANCIA DE LAMINACION.

Posiciones de los perfiles para medición de flechas verticales y laterales



Tolerancias en vigas I P R



Peralte nominal A	Tolerancias de laminación				Patines fuera de escuadra (+) - (-) max	Descentramiento del alma E	(C-A) max en cualquier sección transversal
	Peralte A		Patin B				
	más	menos	más	menos			
Hasta 12" 305 mm	1/8 3.2	1/8 3.2	1/4 6.3	3/16 4.8	1/4 6.3	3/16 4.8	1/4 6.3
Más de 12"	1/8 3.2	1/8 3.2	1/4 6.3	3/16 4.8	5/16 8	3/16 4.8	1/4 6.3

Tolerancias en flechas

a) Secciones con ancho de patín menor de 152.4 mm (6").

$$\text{Flecha vertical máxima en cm} = \frac{\text{longitud (mts)}}{10}$$

$$\text{Flecha lateral máxima en cm} = \frac{\text{longitud (mts)}}{5}$$

- b) Columnas, o secciones de peralte aproximado al ancho del patín (secciones H):

Longitudes menores de 14 mts.

Flecha vertical y lateral máxima en

$$\text{cm} = \frac{\text{longitud (mts)}}{10} \leq 9.6 \text{ mm}$$

Longitudes mayores de 14 mts.

Flecha vertical y lateral máxima en

$$\text{cm} = 9.6 + \frac{\text{long (mts)} - 14}{10}$$

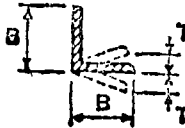
Extremos fuera de escuadra: 1.6 mm por cada 10 cm de peralte o de patín, si este es mayor que el peralte.

Variaciones en peso y área:  $\pm 2.5\%$  sobre el valor teórico

**JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ**  
**INGENIERO CIVIL**

**Tolerancias**

**Angulos perfiles estandar.**



**A) Angulos menores de 76 mm, 3"**

Longitud teórica del lado	Variación en el espesor (+)				T, fuera de escuadra por pulg. de B	
	5 mm 3/16 y menos pulg. mm	más de 5 mm 3/16 y menos de 10 mm 3/8 pulg. mm	más de 10 mm 3/8 pulg. mm	lado B (+)	pulg. mm	pulg. mm
25 mm y menores	0.008	0.020	—	1/32	0.8	3/128 0.6
más de 25 mm hasta 51 mm	0.010	0.025	0.012	3/64	1.2	3/128 0.6
más de 51 mm hasta 76 mm (excluido)	0.012	0.030	0.015	1/16	1.6	3/128 0.6

Flecha máxima en cm =  $\frac{\text{longitud (mts)}}{2.5}$

**B) Angulos de 76 mm, 3" y más**

Longitud Teórica del lado	Variación permisible en B				T, fuera de escuadra por pulg. de B	
	pulg. mm en más	pulg. mm en menos	pulg. mm en más	pulg. mm en menos	pulg. mm	pulg. mm
De 76 mm 3" a 102 mm 4"	1/8 3.2	3/32 2.4	1/8 3.2	3/32 2.4	3/128 0.6	3/128 0.6
De más de 102 mm 4" a 152 mm, 6"	1/8 3.2	1/8 3.2	1/8 3.2	1/8 3.2	3/128 0.6	3/128 0.6
De más de 152 mm 6"	3/16 4.8	1/8 3.2	3/16 4.8	1/8 3.2	3/128 0.6	3/128 0.6

Flecha máxima en cm =  $\frac{\text{longitud (mts.)}}{5}$

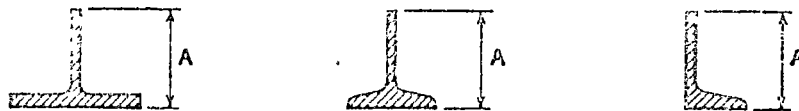
Variación en peso y Area =  $\pm 2.5\%$  sobre el valor teórico.

**NOTA:** Para ángulos de lados desiguales, tomar el lado mayor para efectos de la clasificación.

Tolerancias

EN PERFILES TPR y TPS (SEMI VIGAS) Y ANGULOS  
OBTENIDOS DE CANALES (MEDIAS CANALES)

Tolerancias en Peralte



El peralte A puede ser aproximadamente la mitad del peralte de las vigas o de las canales o cualquier otra medida especificada en el pedido.

Peralte de la Sección de la que se obtiene el ángulo o la T	Variaciones del peralte A en más y en menos			
	Sección T		Angulos	
	pulg.	mm	pulg.	mm
0 a 5", 0 a 127 mm	1/8	3.2	1/8	3.2
6" a 15", 152 a 381 mm	3/16	4.8	3/16	4.8
16" a 19", 406 a 483 mm	1/4	6.3	1/4	6.3
20" a 23", 508 a 584 mm	5/16	8.0	—	—
24", 610 mm en adelante	3/8	10.0	—	—

NOTA: Las tolerancias anteriores para el peralte de ángulos y Tes, incluyen la de las vigas y canales antes del corte.

Otras Tolerancias

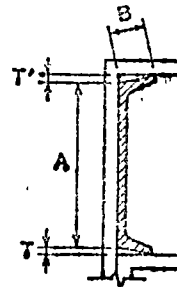
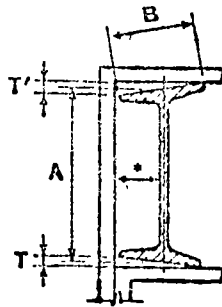
Las tolerancias de extremos fuera de escuadra, descentramiento del alma variación de área y peso etc., corresponden a las tolerancias de la sección antes del corte, exceptuando:

$$\text{Flecha Vertical máxima en cm} = \frac{\text{longitud (mts)}}{5}$$

$$\text{Flecha lateral máxima en cm} = \frac{\text{longitud (mts.)}}{5}$$

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

Tolerancias  
YIGAS IPS y CPS



\* Al hacer la medición, el alma de la viga deberá estar paralela a la escuadra.

T + T' se aplicará cuando las deformaciones sean en el mismo sentido.

Sección	Peralta Nominal	Tolerancias Permisibles				T + T' fuera de Escuadra por pulg. de ancho B
		Peralta A		Patin B		
		más	menos	más	menos	
Vigas Standard	De 3" a 7"	3/32	1/16	1/8	1/8	1/32" 0.79 mm
	76 mm a 178 mm	2.4	1.6	3.2	3.2	
	De 8" a 14"	1/8	3/32	5/32	5/32	
	203 a 356 mm	3.2	2.4	4.0	4.0	
	De 15" a 24"	3/16	1/8	3/16	3/16	
	381 a 610 mm	4.8	3.2	4.8	4.8	
Canales	De 3" a 7"	3/32	1/16	1/8	1/8	1/32 0.79 mm
	76 a 178 mm	2.4	1.6	3.2	3.2	
	De 8" a 14"	1/8	3/32	1/8	5/32	
	203 a 356 mm	3.2	2.4	3.2	4.0	
	De 14", 356 mm en adelante	3/16	1/8	1/8	3/16	
		4.8	3.2	3.2	4.8	

Tolerancias en flechas

$$\text{Flecha Vertical en Cm} = \frac{\text{longitud (mts)}}{5}$$

Flecha lateral = Consultar con el Departamento de ventas de AHMSA.

Extremos fuera de Escuadra = 1.6 mm por cada 10 cm de peralte.

Variaciones en Área y peso: ± 2.5% sobre el valor teórico.

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

R.O.D.F.

Se considera que las piezas  
ya montadas estan plomeadas,  
niveladas y alineadas si el  
error no excede de:

$$\frac{1}{500}$$

# Elementos de conexión

Remaches A 141

Tornillos A 7 comunes

Tornillos A 325 alta resistencia  
A 490

Soldadura



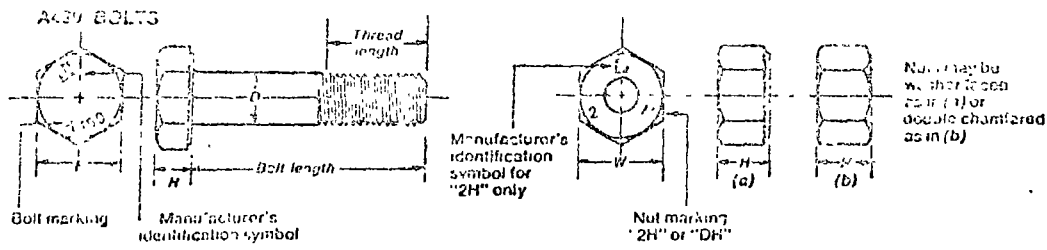
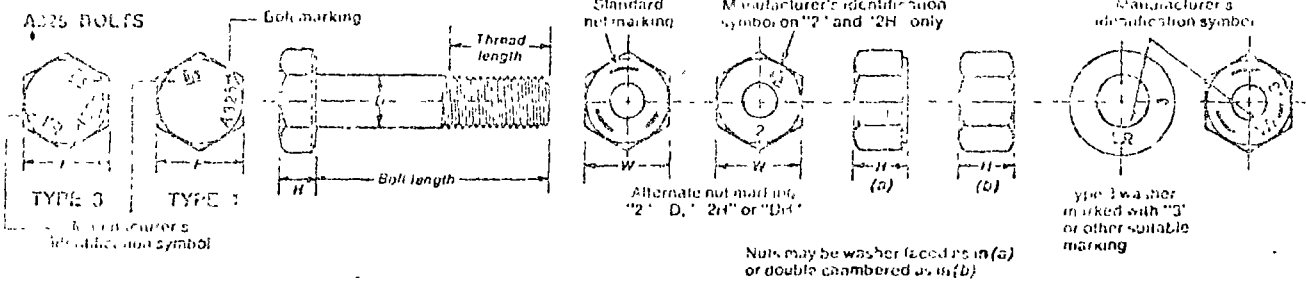


Table 5

Nominal bolt size, <i>D</i>	Bolt Dimensions, in Inches			Nut Dimensions, in Inches	
	Heavy Hex Structural Bolts			Heavy Hex Nuts	
	Width across flats <i>F</i>	Height, <i>H</i>	Thread length	Width across flats <i>W</i>	Height, <i>H</i>
1/2	3/8	5/16	1	3/8	21/32
3/8	11/16	27/64	1 1/4	11/16	39/64
1/2	1 1/8	15/32	1 3/4	1 1/8	47/64
3/4	1 1/4	35/64	2	1 1/4	55/64
1	1 3/8	49/64	2 1/4	1 3/8	63/64
1 1/8	1 7/8	11/16	2 7/8	1 7/8	17/16
1 1/4	2	27/32	3 1/4	2	17/16
1 3/8	2 1/8	27/32	3 3/4	2 1/8	1 11/16
1 1/2	2 1/4	11/16	4	2 1/4	1 13/16

Table 6

Bolt Size, in Inches	To Determine Required Bolt Length Add to Grip, in Inches
1/2	1/16
3/8	3/16
1/2	1/8
3/4	1/4
1	1/2
1 1/8	1 1/8
1 1/4	1 1/4
1 3/8	1 3/8
1 1/2	1 3/8

RESEARCH  
COUNCIL

## specification for structural joints using ASTM A325 or A490 bolts

Approved by Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation, April 18, 1972. Endorsed by American Institute of Steel Construction. Endorsed by Industrial Fasteners Institute.

### Latest changes

Years of extensive laboratory testing and field evaluation of bolted connections have culminated in certain changes related to the use of oversize and slotted holes. Reflected in the latest Research Council Specifications, they include the allowance of slotted holes for both bearing- and friction-type shear connections when special provisions are observed. In friction-type connections, larger bolt holes are permitted than previously. However, hardened washers are required over exposed oversize holes. (See Section 3(a), paragraphs (1), (2), and (3). In addition, there were two other major changes: (1) a revised set-up procedure for calibrated wrenches and (2) a new method of installing high-strength bolts, i.e., via a direct tension indicator).

Other changes, first reported in the 1970 Specification, are the allowance of certain types of approved coatings for application to the faying surfaces of friction-type connections, and the omission of fasteners over 1½-in. diameter because they are seldom used in structural joint fabrication.

We strongly encourage the prospective user of high-strength bolts not only to study this specification in detail, but also to pay close heed to the Commentary of the Research Council Specification.

### 1. Scope

(a) This specification covers the design and assembly of structural joints using ASTM A325 high-strength carbon steel bolts, ASTM A490 high-strength alloy steel bolts, or equivalent fasteners, tightened to a specified tension.

(b) Construction shall conform to an applicable existing code or specification for structures of wrought iron, carbon structural steel or high-strength steel, except as otherwise provided herein.

(c) Joints required to resist shear between their connected parts are designated as either *friction-type* or *bearing-type* connections. Shear connections subjected to stress reversal, severe stress fluctuation, or where slippage would be undesirable, shall be *friction-type*.

(d) The attached Commentary provides guidance in the application of the specification.

### 2. Bolts, Nuts and Washers

(a) Except as provided in paragraph (d) of this section, bolts, nuts and circular washers if required, shall conform to requirements of the current edition of the specifications of the American Society for Testing and Materials for High-Strength Bolts for Structural Steel Joints, Including Suitable Nuts and Plain Hardened Washers, ASTM A325, or for Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts for Structural Steel Joints, ASTM A490. The designer shall specify the grade of bolts to be used.

(b) Except as provided in paragraph (d) of this section, bolt dimensions shall conform to the current requirements of the American National Standards Institute for heavy hex structural bolts, ANSI Standard B18.2.1.

(c) Except as provided in paragraph (d) of this section, nut dimensions shall conform to current requirements of the American National Standards Institute for heavy hex nuts, ANSI Standard B18.2.2.

(d) Other fasteners which meet the materials, manufacturing, and chemical composition requirements of ASTM specification A325 or A490 and which meet the mechanical property requirements of the same specification in full-size tests and which have body diameter and bearing areas under the head and nut or their equivalent, not less than those provided by a bolt and nut of the same nominal dimensions prescribed by paragraphs 2(b) and 2(c), may be used. Such alternate fasteners may differ in other dimensions from those of the specified bolts and nuts. Their installation procedure may differ from those specified in paragraphs 5(c) and 5(d) and their inspection may

Refer to the procedure specified in Section 6. When a different installation procedure or inspection is used, it shall be defined in a supplemental specification applicable to the alternate fastener and this specification must be approved by the engineer responsible for the design of the structure.

(c) Circular washers and square or rectangular beveled washers shall conform to the dimensions in Table 1 within tolerances given in Table 1-A. Washers shall have no raised markings on their bearing surfaces.

When necessary, washers may be clipped on one side to a point not closer than  $\frac{1}{8}$  of the bolt diameter from the center of the washer.

Table 1—Washer Dimensions<sup>a</sup>

Bolt Size D	Circular Washers				Square or Rectangular Beveled Washers for American Standard Beams and Channels		
	Nominal Outside Diameter	Nominal Diameter of Hole	Thickness		Minimum Side Dimension	Mean Thickness	Slope or Taper in Thickness
			Min	Max			
$\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{10}$	$1\frac{1}{32}$	0.097	0.177	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{10}$	$1\frac{1}{32}$	0.122	0.177	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{10}$	0.122	0.177	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{10}$	0.136	0.177	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
1	2	$1\frac{1}{10}$	0.136	0.177	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$1\frac{1}{8}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{4}$	0.136	0.177	$2\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{4}$	0.136	0.177	$2\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{2}$	0.136	0.177	$2\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$1\frac{3}{4}$	3	$1\frac{3}{8}$	0.136	0.177	$2\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$	1:6
$1\frac{3}{4}$	$3\frac{3}{8}$	$1\frac{3}{4}$	0.178 <sup>b</sup>	0.28 <sup>b</sup>			
2	3 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{1}{4}$	0.178 <sup>b</sup>	0.28 <sup>b</sup>			
Over 2 to 4 incl	$2D - \frac{1}{2}$	$D + \frac{1}{8}$	0.24 <sup>c</sup>	0.34 <sup>c</sup>			

<sup>a</sup> Dimensions in inches. (Tolerances as noted in Table 1-A.) <sup>b</sup>  $\frac{1}{16}$  in. nominal. <sup>c</sup>  $\frac{1}{8}$  in. nominal

Table 1-A—Washer Dimension Tolerances (inches)

Dimension	Washer Size	
	To $1\frac{1}{2}$ in. Nominal Bolt Size, incl	Over $1\frac{1}{2}$ in. Nominal Bolt Size
Nominal diameter of hole	$-0; +\frac{1}{32}$	$-0; +\frac{1}{16}$
Nominal outside dimensions	$+\frac{1}{32}; +\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{32}; +\frac{1}{8}$
Flatness; max. deviation from straight edge placed on "cut" side shall not exceed	0.01	0.015
Burr shall not project above immediately adjacent washer surface more than	0.01	0.015

### 3. Bolted Parts

(a) The slope of surfaces of bolted parts in contact with the bolt head and nut shall not exceed 1/20 with respect to a plane normal to the bolt axis. Bolted parts shall fit solidly together when assembled and shall not be separated by gaskets or any other interposed compressible material. Holes may be punched, subpunched and reamed, or drilled, as required by the applicable code or specification and, except as hereinafter provided, shall be a nominal diameter not more than 1/16-in. in excess of the nominal bolt diameter.

Where shown in the design drawings and at other locations approved by the designer, oversize, short-slotted and long slotted holes\* may be used with high strength bolts 3/8-in. in diameter and larger proportioned to meet the allowable working stresses given in Table 2 except as hereinafter restricted:

1. *Oversize Holes* are 1/16-in. larger than bolts 3/8-in. and less in diameter, 1/4-in. larger than bolts 1-in. in diameter, and 5/16-in. larger than bolts 1 1/8-in. and greater in diameter. They may be used in any or all plies of *friction-type* connections. Hardened washers shall be installed over exposed oversize holes.

2. *Short Slotted Holes* are 1/16-in. wider than the bolt diameter and have a length which does not exceed the oversize diameter provisions of paragraph 3(a) 1 by more than 1/16-in. They may be used in any or all plies of *friction-type* or *bearing-type* connections. The slots may be used without regard to direction of loading in *friction-type* connections but shall be normal to the direction of the load in *bearing-type* connections. Hardened washers shall be installed over exposed short slotted holes.

3. *Long Slotted Holes* are 1/16-in. wider than the bolt diameter and have a length more than allowed in subparagraph 2 but not more than 2 1/2 times the bolt diameter.

\*See Table 7 in Commentary.

In *friction-type* connections, they may be used without regard to direction of loading if one-third more bolts are provided than needed to satisfy the allowable working stress given in Table 2.

In *bearing-type* connections, the long diameter of the slot shall be normal to the direction of loading. No increase in the number of bolts over those necessary for the allowable stress given in Table 2 is required.

Long slotted holes may be used in only one of the connected parts of either a *friction-type* or *bearing-type* connection at an individual faying surface.

Structural plate washers or a continuous bar not less than 3/16-in. in thickness are required to cover long slots that are in the outer plies of joints. These washers or bars shall have a size sufficient to completely cover the slot after installation.

(b) When assembled, all joint surfaces, including those adjacent to the bolt heads, nuts or washers, shall be free of scale, except tight mill scale, and shall also be free of burrs, dirt and other foreign material that would prevent solid seating of the parts.

(c) Contact surfaces within *friction-type* joints shall be free of oil, paint, lacquer or other coatings, except as listed below:

1. Hot-dip galvanizing, if contact surfaces are scored by wire brushing or blasting after galvanizing and prior to assembly.

2. Inorganic zinc rich paints as defined in those sections of the Steel Structures Painting Council Systems SSPC PS 12.00, covering zinc rich paints with inorganic vehicles.

3. Metallized zinc or aluminum applied in accordance with AWS C2.2 Recommended Practice for Metallizing with Aluminum and Zinc for Protection of Iron and Steel, except that subsequent sealing treatments, described in Section IV therein, shall not be used.

Table 2—Allowable Working Stresses for Fasteners\*

Specification Paragraph	Loading Conditions	ASTM A325 Bolts		ASTM A490 Bolts	
		Bridges	Buildings	Bridges	Buildings
4(b)	Applied tension, psi	36,000	40,000	48,000 <sup>b</sup>	54,000 <sup>b</sup>
4(c)	Shear, psi				
	1. Friction-type connection	13,500	15,000	18,000	20,000
	2. Bearing-type connection, shear plane through threads	13,500	15,000	20,000	22,500
4(d)	3. Bearing-type connection, threads excluded	20,000	22,000	29,000	32,000
	Bearing, psi <sup>c</sup>	1.22F <sub>y</sub>	1.35F <sub>y</sub>	1.22F <sub>y</sub>	1.35F <sub>y</sub>

\* The tabulated stresses, except for bearing stress, apply to bolts used in any grade of steel.

<sup>b</sup> Static loading only.

<sup>c</sup> F<sub>y</sub> = Specified minimum yield point of the lowest strength connected part. The bearing stress shall not be more than the specified minimum tensile strength of the lowest strength connected material.

a. Inspection

(1) The Inspector shall determine that the requirements of Sections 2, 3, and 5 of this specification are met in accordance with 17. When the calibrated wrench method of tightening is used, the Inspector shall have full opportunity to witness the calibration tests prescribed in paragraph 5(d).

(2) The Inspector shall observe the installation of bolts to determine that the selected procedure is properly used and shall determine that all bolts are tightened. Bolts installed by the turn-of-nut method may reach tensions above the value given in Table 3 but this shall not be cause for rejection.

(3) When there is need for more inspection of bolt tension in the turn-of-nut and calibrated wrench methods than that provided in paragraph 6(b), the following arbitration inspection shall be used unless a more extensive or different procedure is specified in the inquiry and order for the work:

1. The Inspector shall use an *inspecting wrench* which may be either a torque wrench or a power wrench that can be adjusted in accordance with the requirements of paragraph 5(d).

2. Three bolts of the same grade, size\* and condition as those under inspection shall be placed individually in a calibration device capable of indicating bolt tension. The surface under the part to be turned in tightening each bolt shall be like that under the corresponding part in the structure; i.e., there shall be a washer under the part turned if washers are so used in the structure or, if no washer is used, the material abutting the part turned shall be of the same specification as that in the structure.

3. When the *inspecting wrench* is a torque wrench, each bolt specified in paragraph 6(c)2 shall be tightened in the calibration device by any convenient means to an initial condition equal to approximately 15% of the required fastener tension and then to the minimum tension specified for its size in paragraph 5(a). Tightening beyond the initial condition must not produce greater nut rotation than that permitted in Table 4. The *inspecting wrench* then shall be applied to the tightened bolt and the torque necessary to turn the nut or head 5 degrees (approximately 1 inch at 12 inch radius) in the tightening direction shall be determined. The average torque measured in the tests of three bolts shall be taken as the *job inspecting torque* to be used in the manner specified in paragraph 6(c)5.

4. When the *inspecting wrench* is a power wrench it shall be adjusted so that it will tighten each bolt

specified in paragraph 6(c)2 to a tension at least 5% but not more than 10% greater than the minimum tension specified for its size in paragraph 5(a). However, this power wrench setting must not produce greater nut rotation from the snug condition than that permitted in Table 4. This setting of wrench shall be taken as the *job inspecting torque* to be used in the manner specified in paragraph 6(c)5.

5. Bolts represented by the sample prescribed in paragraph 6(c)2 which have been tightened in the structure shall be inspected by applying, in the tightening direction, the *inspecting wrench* and its *job inspecting torque* to 10% of the bolts, but not less than two bolts, selected at random in each connection. If no nut or bolt head is turned by this application of the *job inspecting torque*, the connection shall be accepted as properly tightened. If any nut or bolt head is turned by the application of the *job inspecting torque*, this torque shall be applied to all bolts in the connection, and all bolts whose nut or head is turned by the *job inspecting torque* shall be tightened and re-inspected, or alternatively, the fabricator or erector, at his option may re-tighten all of the bolts in the connection and then re-submit the connection for the specified inspection.

\* Size may be any length representative of bolts used in the structure.

#### 4. Allowable Working Stresses

(a) *Design Stresses.* The allowable working stresses for A325 and A490 bolts specified in the following paragraphs are given, respectively, for bridges and buildings in Table 2. As used in paragraphs (b) and (c), nominal bolt area is defined as the area corresponding to the nominal diameter of the bolt.

(b) *Applied Tension.* Bolts required to support applied load by means of direct tension shall be so proportioned that their average tensile stress, computed on the basis of nominal bolt area and independent of any initial tightening force, will not exceed the appropriate stress given in Table 2. The applied load shall be the sum of the external load and any tension resulting from prying action produced by deformation of the connected parts.

#### (c) Shear

1 Bolts in *friction-type* connections assembled in accordance with the requirements of paragraph 3(c) shall be proportioned on the basis of the appropriate stress given in Table 2. These shear stresses may be used to proportion high-strength bolts used in combination with rivets or welds designed in accordance with the provisions of the applicable code or specification. In *friction-type* connections there need be no consideration of bearing, and fillers need not be "developed." However, eccentricity of forces at short thick fillers must be considered.

2 Bolts in *bearing-type* connections having thread in a plane of contact surfaces of the connected parts shall be proportioned on the basis of the appropriate stress given in Table 2.

3 Bolts in *bearing-type* connections, where bolt threads are excluded from the shear planes of the contact surfaces between the connected parts, shall be proportioned on the basis of the appropriate stress given in Table 2.

(d) *Bearing.* In *bearing-type* connections the computed bearing pressure, assumed to be distributed over an area equal to the nominal bolt diameter times the thickness of the connected part, shall not exceed the appropriate stress given in Table 2.

In *bearing-type* connections having no more than two bolts in a line parallel to the direction of stress, the distance between the center of the nearest bolt and that end of the connected member towards which the pressure from the bolt is directed shall be not less than  $AC/t$  for single shear or  $2AC/t$  for double shear, where  $A$  is the nominal cross-sectional area of the fastener,  $t$  is the thickness of the connected part and  $C$  is the ratio of specified minimum tensile strength of the fastener to the specified minimum tensile strength of the connected part. This end distance may be proportionately less where the shear stress per bolt is

less than that permitted in this section, but not less than  $1\frac{1}{2}$  times the bolt diameter. It need not exceed  $1\frac{1}{2}$  times the transverse spacing of the fasteners.

(e) *Increase in Working Stress.* Increase in working stress allowed in the applicable code or specification may be applied to the stresses given in this section (see Commentary for *Shear; Friction-Type Connections*).

#### 5. Installation

(a) *Fastener Tension.* Each fastener shall be tightened to provide, when all fasteners in the joint are tight, at least the minimum tension shown in Table 3 for the size and grade of fastener used.

Threaded bolts shall be tightened by methods described in subparagraphs (c), (d), or (e) of this section. If required because of bolt entering and wrench operation clearances, tightening by either procedure described in subparagraphs (c) or (d) may be done by turning the bolt while the nut is prevented from rotating.

Impact wrenches, if used, shall be of adequate capacity and sufficiently supplied with air to perform the required tightening of each bolt in approximately ten seconds.

(b) *Washers.* A325 fasteners meeting the provisions of Section 2 may be installed without hardened washers when tightening is by the turn-of-nut method except as noted in Section 3. A490 bolts installed by the turn-of-nut method and A325 or A490 bolts tightened by the calibrated wrench method (i.e., by torque control) shall have a hardened washer under the element (nut or bolt head) turned in tightening and as provided in Section 3, if applicable. Two hardened washers shall be used with all A490 bolts used to connect

Table 3—Fastener Tension

Bolt Size, in Inches	Minimum Fastener Tension* in Thousands of Pounds (kips)	
	A325 Bolts	A490 Bolts
$\frac{1}{2}$	12	15
$\frac{3}{8}$	19	24
$\frac{3}{4}$	28	35
$\frac{7}{8}$	39	49
1	51	64
$1\frac{1}{8}$	56	70
$1\frac{1}{4}$	71	102
$1\frac{3}{8}$	85	121
$1\frac{1}{2}$	103	148
Over $1\frac{3}{4}$		$0.7 \times T.S.$

\* Equal to 70 per cent of specified minimum tensile strengths of bolts, rounded off to the nearest kip.

material having a specified minimum yield point less than 40 ksi.

Where an outer face of the bolted parts has a slope greater than 1:20 with respect to a plane normal to the bolt axis, a beveled washer shall be used to compensate for the lack of parallelism.

(c) *Turn-of-Nut Tightening.* When the turn-of-nut method is used to provide the bolt tension specified in paragraph 5(a), there shall first be enough bolts brought to a "snug tight" condition to insure that the parts of the joint are brought into good contact with each other. Snug tight is defined as the tightness attained by a few impacts of an impact wrench or the full effort of a man using an ordinary spud wrench. Following this initial operation, bolts shall be placed in any remaining holes in the connection and brought to snug tightness. All bolts in the joint shall then be tightened additionally by the applicable amount of nut rotation specified in Table 4, with tightening progressing systematically from the most rigid part of the joint to its free edges. During this operation there shall be no rotation of the part not turned by the wrench.

(d) *Calibrated Wrench Tightening.* When calibrated wrenches are used, they should be set to provide a tension at least 5% in excess of the minimum bolt tension specified in 5(a). The wrenches shall be calibrated at least once each working day for each bolt diameter being installed. Wrenches shall be recalibrated when significant changes are made in the equipment or when a significant difference is noted in the surface condition of the bolts, nuts or washers. Calibration shall be accomplished by tightening, in a device capable of indicating actual bolt tension, three typical bolts of each diameter from the bolts being installed.

When adjusting the wrenches to provide the required tension, it shall be verified during actual installation in the assembled steel work that the calibration selected does not produce a nut or bolt head rotation from snug tight greater than that permitted in Table 4. If manual torque wrenches are used, nuts shall be in tightening motion when torque is measured.

When using calibrated wrenches to install several bolts in a single joint, the wrench shall be returned to "touch up" bolts previously tightened, which may have been loosened by the tightening of subsequent bolts, until all are tightened to the prescribed amount.

(e) *Tightening by Use of a Direct Tension Indicator.* Tightening by this means is permitted provided it can be demonstrated by an accurate direct measurement procedure that the bolt has been tightened in accordance with Table 3.

Table 4--Nut Rotation<sup>a</sup> from Snug Tight Condition

Disposition of Outer Faces of Bolted Parts		
Both faces normal to bolt axis, or one face normal to axis and other face sloped not more than 1:20 (bevel washer not used)		Both faces sloped not more than 1:20 from normal to bolt axis (bevel washers not used)
Bolt length <sup>b</sup> not exceeding 8 diameters or 8 inches	Bolt length <sup>b</sup> exceeding 8 diameters or 8 inches	For all length of bolts
½ turn	¾ turn	¾ turn

<sup>a</sup> Nut rotation is rotation relative to bolt regardless of the element (nut or bolt) being turned. Tolerance on rotation: 0° over or under. For coarse thread heavy hex structural bolts of all sizes and length and heavy hex semi-finished nuts.

<sup>b</sup> Bolt length is measured from underside of head to extreme end of point.

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

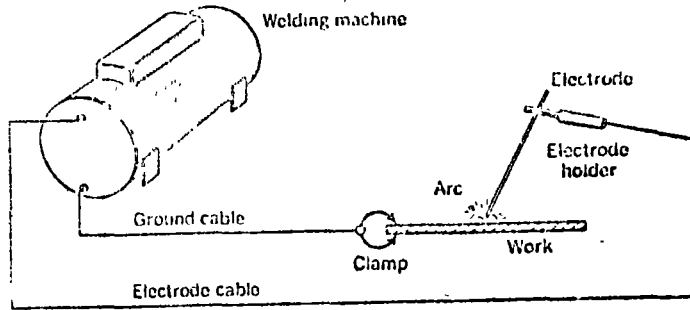


Fig. 14.1 The welding circuit.

Art. 14.2]

WELDING PROCESSES

405

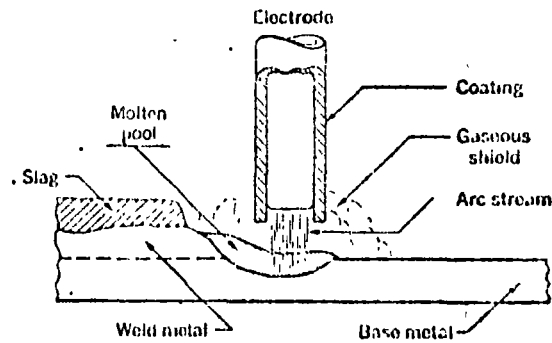


Fig. 14.3 Shielded arc-welding process.

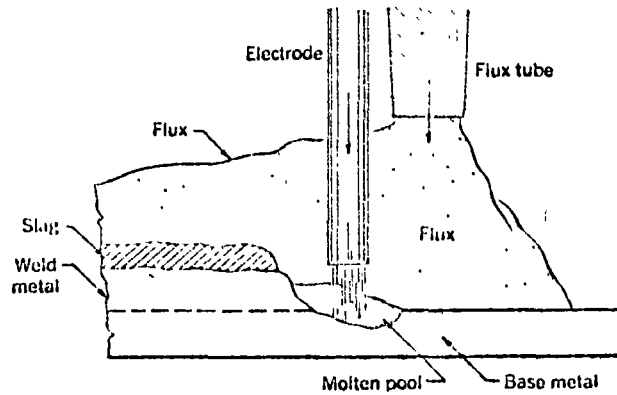


Fig. 14.6 Submerged arc-welding process.



JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
I N G E N I E R O C I V I L

2 | Tables 1 and 2

**Table 1—Electrode Classification**

AWS Classification	Type of Covering	Capable of Producing Satisfactory Welds in Positions Shown <sup>a</sup>	Type of Current <sup>b</sup>
<b>EGO SERIES—MINIMUM TENSILE STRENGTH OF DEPOSITED METAL IN AS-WELDED CONDITION 60 000 PSI (OR HIGHER—SEE TABLE 4)</b>			
E6010	High cellulose sodium	F, V, OH, H	dc, reverse polarity
E6011	High cellulose potassium	F, V, OH, H	ac or dc, reverse polarity
E6012	High titania sodium	F, V, OH, H	ac or dc, straight polarity
E6013	High titania potassium	F, V, OH, H	ac or dc, either polarity
E6020	High iron oxide	H-Fillets F	ac or dc, straight polarity ac or dc, either polarity
E6027	Iron powder, iron oxide	H-Fillets F	ac or dc, straight polarity ac or dc, either polarity
<b>E70 SERIES—MINIMUM TENSILE STRENGTH OF DEPOSITED METAL IN AS-WELDED CONDITION 70 000 PSI (OR HIGHER—SEE TABLE 4)</b>			
E7014	Iron powder, titania	F, V, OH, H	ac or dc, either polarity
E7015	Low hydrogen sodium	F, V, OH, H	dc, reverse polarity
E7016	Low hydrogen potassium	F, V, OH, H	ac or dc, reverse polarity
E7018	Iron powder, low hydrogen	F, V, OH, H	ac or dc, reverse polarity
E7024	Iron powder, titania	H-Fillets, F <sup>F</sup>	ac or dc, either polarity
E7028	Iron powder, low hydrogen	H-Fillets, F <sup>F</sup>	ac or dc, reverse polarity

<sup>a</sup> The abbreviations F, V, OH, H, and H-Fillets indicate welding positions (Figs. 1 and 2) as follows:

- F = Flat
- H = Horizontal
- H-Fillets = Horizontal Fillets
- V = Vertical } For electrodes 3/16 in. and under, except 5/32 in. and under for classification E7014, E7015, E7016 and E7018.
- OH = Overhead }

<sup>b</sup> Reverse polarity means electrode is positive; straight polarity means electrode is negative

**Table 2—Chemical Requirements**

AWS Classification	Chemical Composition, max, per cent <sup>a</sup>					
	Manga- nese	Silicon	Nickel	Chromium	Molyb- denum	Vanadium
E7014, E7015 E7016, E7018 E7024, E7028	1.25*	0.90	0.30*	0.20*	0.30*	0.08*
E6010, E6011 E6012, E6013 E6020, E6027	No chemical requirements					

<sup>a</sup> The sum total of all elements with the asterisk shall not exceed 1.50 per cent.

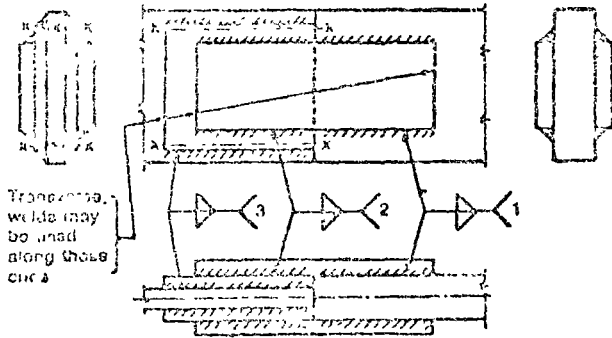
<sup>b</sup> For obtaining the chemical composition, dc, straight polarity only, may be used where dc, both polarities, is specified.

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

TABLA COMPARATIVA DE ELECTRODOS PARA SOLDAR  
SEGUN VARIOS FABRICANTES

ESPECIFICACION AWS	A O SMITH	AGA SUTEC	CHADRON	ELESA	GENERAL ELECTRIC	HOBART	LINCOLN	P & H	WESTING HOUSE
E-6010	SW 14	FERROMATIC 10	DIABLO AZUL	6010	W-610-A	10	FLEET WELD 5	AP 100	XL-610
F-6011	SW 10	FERROMATIC 11	DIABLO AZUL ALTERNO	6011	W-611-A	11S	FLEET WELD 35	AC1	ACP-611
E-6012	SW-11 SW-17	FERROMATIC 12	DIABLO GRIS N. 2	6012	W-612-A	12	FLEET WELD 7	PFA 612 P	FP-6012 FP 2-612
E-6013	SW 15 SW 16	FERROMATIC 13	DIABLO LIGERO	6013	W-613-A	13	FLEET WELD 47	AC-111	SW-613 SW 2 M
E-7010	SW 75	CELLOCORD 70	DIABLO AZUL 15	7010	W 710-A	885	SHIELD ARC 85	CM 50	AP MO
FIERRO VACIADO	SW 5	SUTEC ARC 37		425	W-83	HARCAST	FERROWELD	HARCAST	CASTING WELD
RECUBRIMIENTOS DUROS	SW 505-B	CITO MANGAN	DIABLO DE MANGANESO	700		CO MANGANOL	MANGAN WELD-B	HARMO MANG-A	
	SW 515-D			724		V MANGANIK	MANGAN WELD AC	HARMI MANG-A	
	D-WELD-D	SUEMEX 250		320	W-98	TUFAN HARD 250	ABRASO WELD	HARTOP BROWN	HARDEN TOUGH 250
	D-WELD-E	SUEMEX 400	DIABLO DURO	360	W-93	TUFAN HARD 400	FACEWELD 1	HARTOP RED	HARDEN TOUGH 400
	D-WELD-F	SUEMEX 600	DIABLO RESISTENTE	370	W-95	TUFAN HARD 600	FACEWELD 12	HARTOP YELLOW	HARDEN TOUGH 600

4/STRUCTURAL WELDING CODE



Effective area of weld 2 shall equal that of weld 1. The length of weld 2 shall be sufficient to avoid overstressing the filler in shear along planes A-A.

Effective area of weld 3 shall at least equal that of weld 1 and there shall be no overstress at the ends of weld 3 resulting from the eccentricity of the forces acting on the filler.

Fig. 2.4.3—Fillers 1/4 in. or thicker.

Part C Details of Welded Joints

2.6 Joint Qualification

2.6.1 Joints meeting the following requirements are designated as prequalified:

- (1) Conformance with the details specified in 2.7 through 2.14 and 10.13.
- (2) Use of one of the following welding processes in accordance with the requirements of Sections 3, 4, and 10 as applicable, shielded metal arc, submerged arc, gas metal arc (except short circuiting transfer) or flux cored arc welding.

Joints meeting these requirements may be used without performing the joint welding procedure qualification tests prescribed in 5.2.

2.6.1.1 The joint welding procedure for all joints welded by short circuiting transfer gas metal arc welding (see Appendix D) shall be qualified by tests prescribed in 5.2.

2.6.2 Joint details may depart from the details prescribed in 2.9 through 2.14 and in 10.13 only if the contractor submits to the Engineer his proposed joints and joint welding procedures and at his own expense demonstrates their adequacy in accordance with the requirements of 5.2 of this code and their conformance with applicable provisions of Sections 3 and 4.

2.7 Details of Fillet Welds

2.7.1 The details of fillet welds made by shielded metal arc, submerged arc, gas metal arc or flux cored arc welding to be used without joint welding procedure qualification are listed in 2.7.1.1 through 2.7.1.5 and detailed in Figs. 2.7.1 and 10.13.1.3.

2.7.1.1 The minimum fillet weld size, except for fillet welds used to reinforce groove welds, shall be as shown in the following table:

Table 2.7—Minimum fillet weld size

Base Metal Thickness of Thicker Part Joined (T)		Minimum Size of Fillet Weld*	
in.	mm	in.	mm
$T \leq 1/4$	$T \leq 6.4$	1/8**	3
$1/4 < T \leq 1/2$	$6.4 < T \leq 12.7$	3/16	5
$1/2 < T \leq 3/4$	$12.7 < T \leq 19.0$	1/4	6
$3/4 < T$	$19.0 < T$	5/16	8

} single pass welds must be used

\*Except that the weld size need not exceed the thickness of the thinner part joined. For this exception particular care should be taken to provide sufficient preheat to ensure weld soundness.

\*\*Minimum size for bridge application 3/16 in.

2.7.1.2 The maximum fillet weld size permitted along edges of material shall be:

- (1) The thickness of the base metal, for metal less than 1/4 in. (6.4 mm) thick (see Fig. 2.7.1, detail A).
- (2) 1/16 in. (1.6 mm) less than the thickness of base metal, for metal 1/4 in. (6.4 mm) or more in thickness (see Fig. 2.7.1, detail B), unless the weld is designated on the drawing to be built out to obtain full throat thickness.

2.7.1.3 Fillet welds in holes, or slots in lap joints, may be used to transfer shear or to prevent buckling or separation of lapped parts. These fillet welds may overlap, subject to the provisions of 2.3.2.2. Fillet welds in holes or slots are not to be considered as plug or slot welds.

2.7.1.4 Fillet welds may be used in skew joints that have an included angle of not less than 60 degrees. (See Fig. 2.7.1, details C and D).

2.7.1.5 The minimum length of an intermittent fillet weld shall be 1-1/2 in. (38.1 mm).

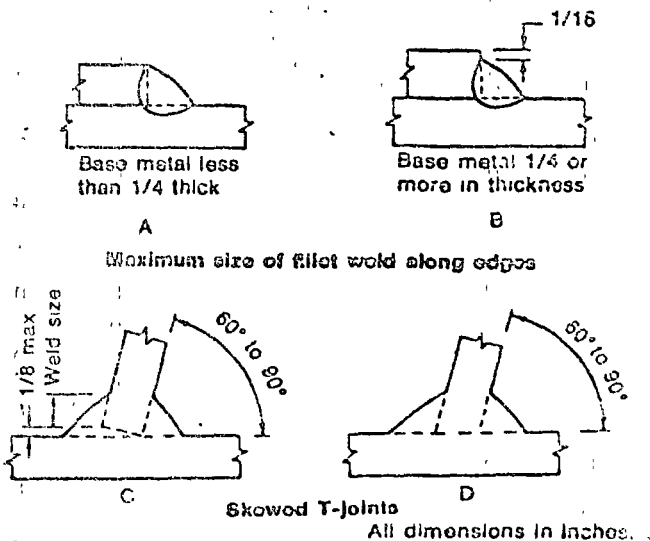
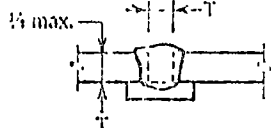
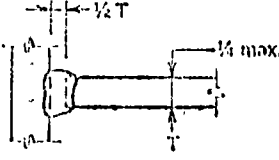
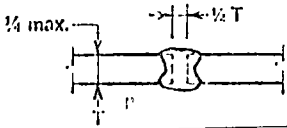
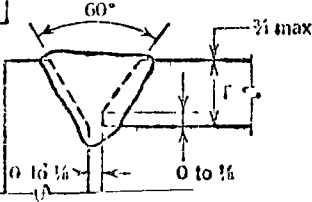
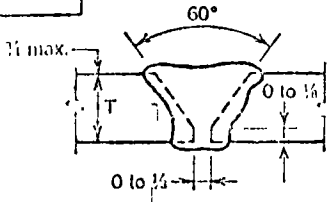
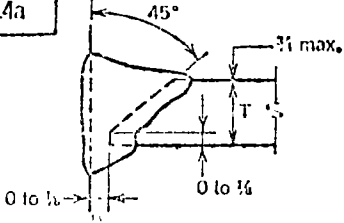
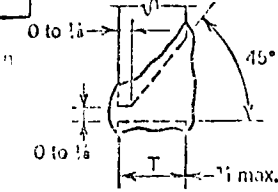
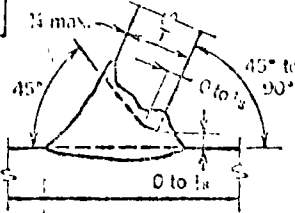


Fig. 2.7.1—Details for fillet welds.

# WELDED JOINTS

## Complete penetration

Manual Shielded Metal-Arc Welded Joints of LIMITED Thickness  
(as permitted by AISC Specification Sect. 1.17.2)

<p><b>B-L1a</b></p>  <p style="text-align: center;"><b>SQUARE GROOVE</b></p>	<p><b>TC-L1</b></p>  <p style="text-align: center;"><sup>a,b</sup> <b>SQUARE GROOVE</b></p>
<p><b>B-L1b</b></p>  <p style="text-align: center;"><sup>a</sup> <b>SQUARE GROOVE</b></p>	<p><b>C-L2</b></p>  <p style="text-align: center;"><sup>a,b</sup> <b>SINGLE-VEE GROOVE</b></p>
<p><b>B-L2</b></p>  <p style="text-align: center;"><sup>a</sup> <b>SINGLE-VEE GROOVE</b></p>	<p><b>TC-L4a</b></p>  <p style="text-align: center;"><sup>a,b</sup> <b>SINGLE-BEVEL GROOVE</b></p>
<p><b>B-L4</b></p>  <p style="text-align: center;"><sup>a</sup> <b>SINGLE-BEVEL GROOVE</b></p>	<p><b>TC-L4b</b></p>  <p style="text-align: center;"><sup>a,b</sup> <b>SINGLE-BEVEL GROOVE</b></p>
<p><sup>a</sup> Gauge root before welding second side.</p> <p><sup>b</sup> If used, size of fillet welds reinforcing groove welds in tee and corner joints shall equal T/4 with a 3/16" maximum.</p>	

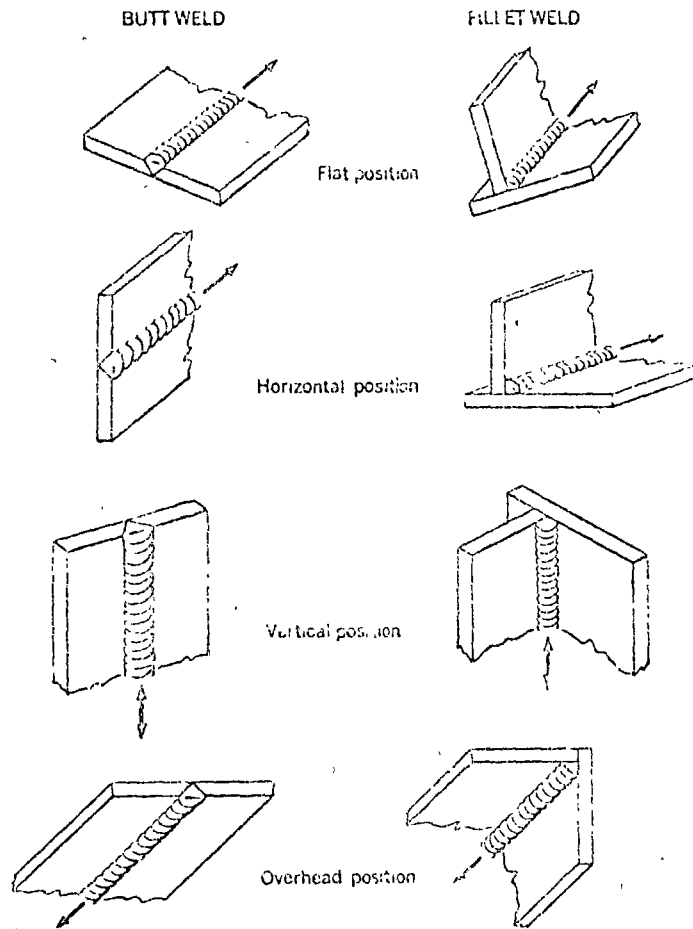


Fig. 14.11 Positions of welding for fillet and butt welds. (Courtesy of American Welding Society.)

## WELDED JOINTS Standard symbols

BASIC WELD SYMBOLS									
BACK	FILLET	PLUG OR SLOT	GROOVE OR BUTT						
			SQUARE	V	BEVEL	U	J	FLARE V	FLARE BEVEL

SUPPLEMENTARY WELD SYMBOLS					
	WELD ALL AROUND	FIELD WELD	CONTOUR		For other basic and supplementary weld symbols, see AWS A2.0 GS
			FLUSH	CONVEX	

### STANDARD LOCATION OF ELEMENTS OF A WELDING SYMBOL

The diagram illustrates the standard location of elements of a welding symbol. A horizontal reference line is shown with an arrow pointing to the right. Various symbols are placed along this line and its tail. Labels with arrows point to each element:

- Finish symbol
- Contour symbol
- Root opening, depth of filling for plug and slot welds
- Size in inches
- Reference line
- Specification, process or other reference
- Tail (may be omitted when reference is not used)
- Basic weld symbol or detail reference
- Groove angle or included angle of countersink for plug welds
- Length of weld in inches
- Pitch (c. to c. spacing) of welds in inches
- Weld all around symbol
- Field weld symbol
- Arrow connecting reference line to arrow side of joint (also points to grooved member in bevel and J grooved joints when there is a break, thus ).

**Note.**

Size, weld symbol, length of weld and spacing must read in that order from left to right along the reference line. Neither orientation of reference line nor location of the arrow alter this rule.

The perpendicular leg of N, V, U, J weld symbols must be at left.

Arrow and Other side welds are of the same size unless otherwise shown.

Symbols apply between abrupt changes in direction of welding unless governed by the "all around" symbol or otherwise dimensioned.

These symbols do not explicitly provide for the case that frequently occurs in structural work, where duplicate material (such as stiffeners) occurs on the far side of a web or gusset plate. The fabricating industry has adopted this convention, that when the billing of the detail material discloses the identity of far side with near side, the welding shown for the near side shall also be duplicated on the far side.

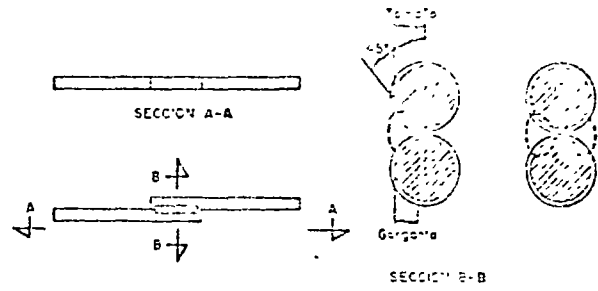


FIG 1 UNION DE BARRAS TRASLAPADAS

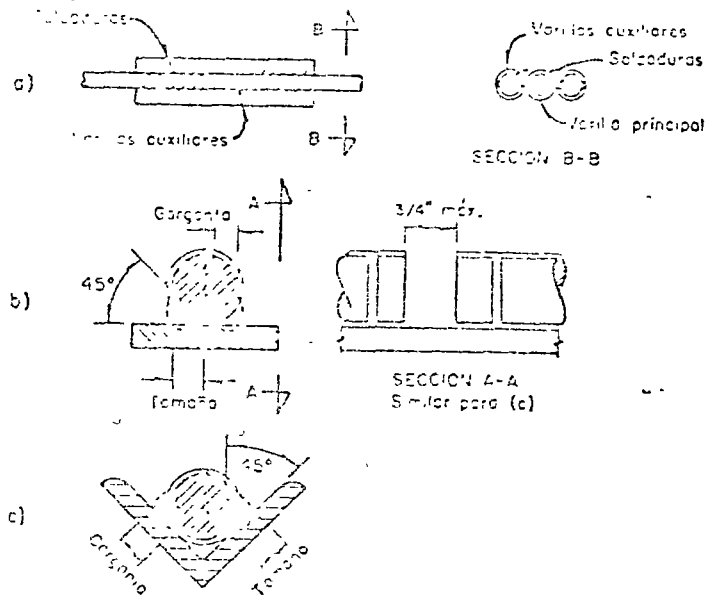
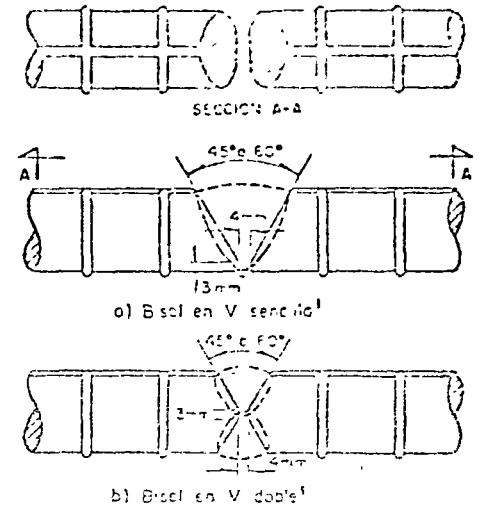
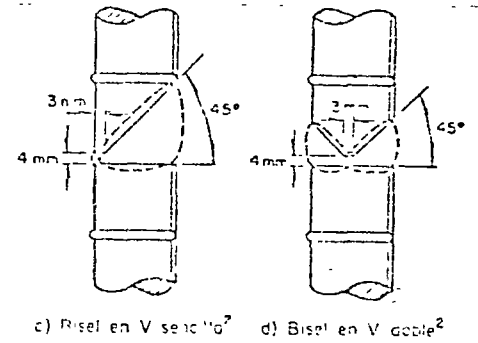


FIG 2 UNIONES REFORZADAS CON ELEMENTOS DE RESPALDO



Preparación empleada normalmente para barras en posición horizontal



Preparación empleada normalmente para barras en posición vertical

FIG 3 PREPARACION DE LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS

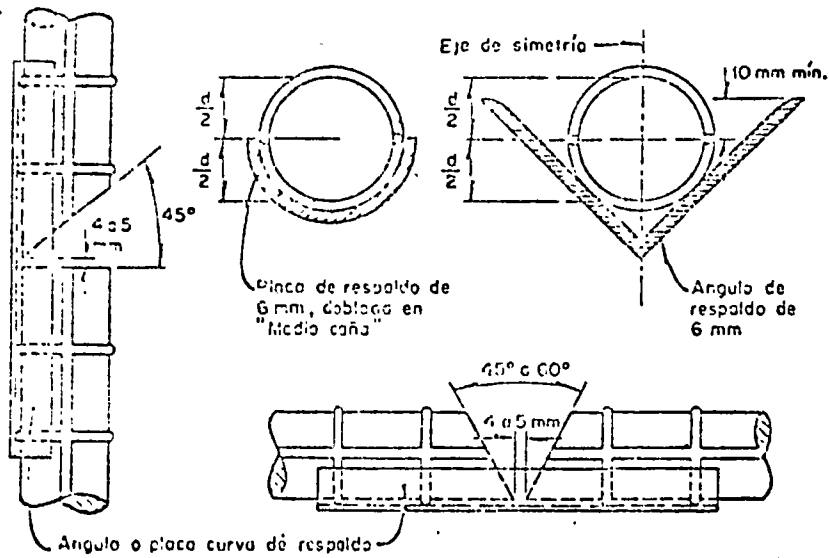


FIG 7 JUNTAS CON PLACA O ANGULO DE RESPALDO



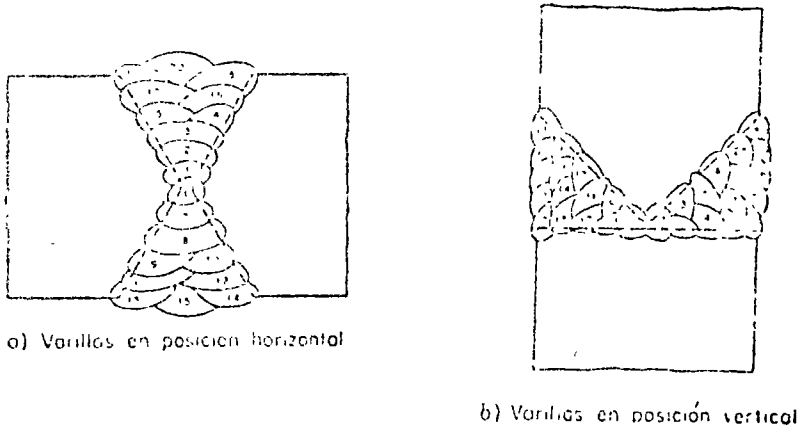


FIG 5 SECUENCIA PARA LA COLOCACION DE LOS CORDONES DE SOLDADURA

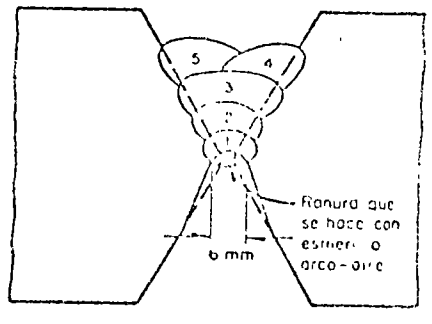


FIG 6 PREPARACION DE LA RAIZ DE LA JUNTA ANTES DE EMPEZAR A SOLDAR POR EL SEGUNDO LADO

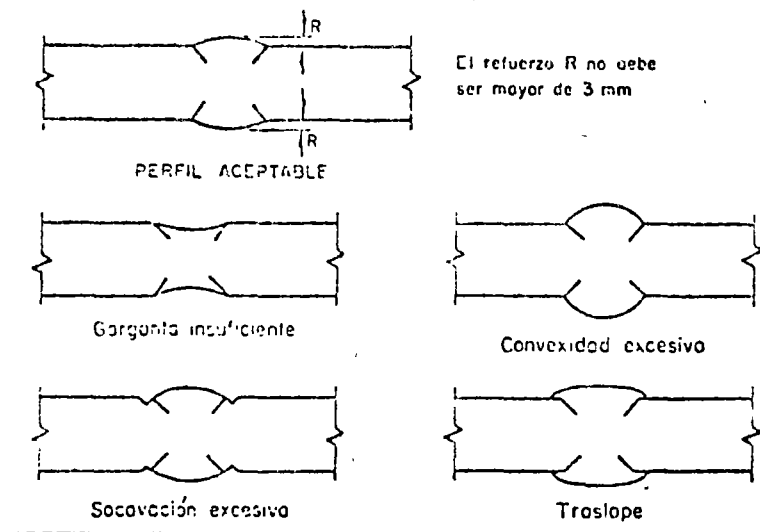


FIG 4 PERFILES INACEPTABLES

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ  
INGENIERO CIVIL

0757

121

TABLA 1. TIPOS DE BARRAS Y APLICACIONES CORRESPONDIENTES

Designación	Tipo de la barra	Composición química, % Mn, de P	Grado	Área de resistencia		Elongación mínima en 0.1 mm, en porcentaje		ELECTRODO Para el uso en el 12 y el estado de fluencia de la barra
				cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	No. de la varilla	Elongación	
DGN 86-1974	Varilla compuesta y lisa, de acero A368, de 12 a 16 mm de diámetro, para uso en concreto.	0.25 en Mn y 0.035 en P	30	5000	3000	2, 2, 5, 3 4, 5, 6 7 8 9 10 11, 12	11 12 11 10 9 8 7	E60
			42	6300	4200	2, 2, 5, 3, 4, 5, 6 7, 8 9, 10, 11, 12	9 8 7	E80
			52	4600	5200	2, 2, 5, 3 4, 5, 6 7, 8, 9, 10 11, 12	8 8 7 5	E100
DGN 810-1974	De 12 mm de diámetro, lisa y lisa, de 12 a 16 mm de diámetro, para uso en concreto.		35	5700	3500	2, 2, 5, 3 4, 5, 6 7 8 9, 10, 11, 12	6 7 6 5 5	E70
			42	6300	4200	2, 2, 5, 3 4, 5, 6 7 8 9, 10, 11, 12	6 6 5 4.5 4.5	E80
DGN 832-1974	Varillas compuestas y lisas, de 12 a 16 mm de diámetro, para uso en concreto.		30	5000	3000	2, 2, 5, 3 4, 5, 6 7 8 9 10 11, 12	11 12 11 10 9 8 7	E60
			42	6300	4200	2, 2, 5, 3 4, 5, 6 7 8 9 10 11, 12	8 8 8 7 7 7 7	E80
DGN 8294-1972	Varillas compuestas y lisas, de 12 a 16 mm de diámetro, para uso en concreto.	En Mn, 0.25 en P y 0.035 en S	42	5200	4200		8	E80
			50	6000	5000		8	E90
			60	7000	6000		8	E110

TABLA 2. TEMPERATURAS MÍNIMAS DE PRECALENTAMIENTO<sup>(1)</sup>

CONTENIDO de C y Mn, en porcentaje	ELECTRODO (2)	TRATAMIENTO TERMICO REQUERIDO
C, hasta 0.30 Mn, hasta 0.60	Cualquiera	No se requiere precalentamiento, excepto cuando la temperatura de las barras es menor de -10°C; en ese caso, se precalentarán a 40°C.
C de 0.31 a 0.35 Mn, hasta 0.90	Cualquiera	Las varillas se precalentarán a 40°C.
	De bajo contenido de hidrógeno	No se requiere precalentamiento, excepto cuando la temperatura de las barras es menor de -10°C; en ese caso, se precalentarán a 40°C.
C, de 0.36 a 0.40 Mn, hasta 1.30	De bajo contenido de hidrógeno	Las varillas se precalentarán a 95°C.
C, de 0.41 a 0.50 Mn, hasta 1.30	De bajo contenido de hidrógeno	Las varillas se precalentarán a 200°C.

(1) Estas temperaturas mínimas deben conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, es decir, el metal de aportación ya depositado y el metal base adyacente deben estar a una temperatura no menor que la indicada al iniciar la colocación de cordones sucesivos.

(2) La resistencia del electrodo se fijará de acuerdo con la tabla 1. La longitud de la zona precalentada será de tres (3) diámetros a cada lado de la junta, como mínimo.

La distancia entre piegas que han de soldarse de filete, no será mayor de 5 m.m. AWS (3.3.4)

Las partes a soldarse a tope se alinearán sin un error mayor del 10% de la placa más delgada pero no mayor de 3 m.m. ; AWS (3.3.3)

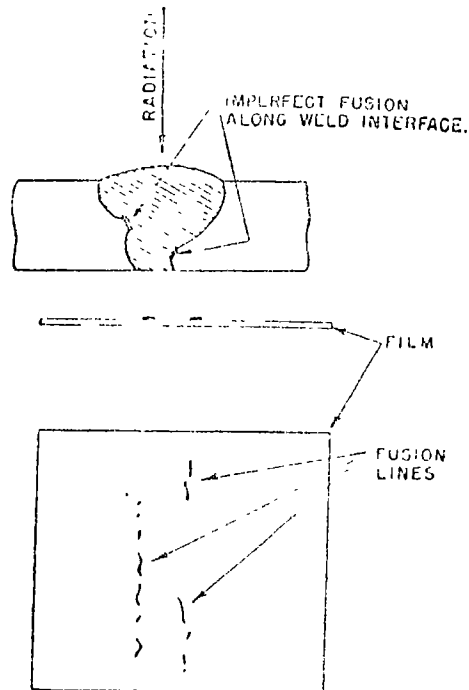
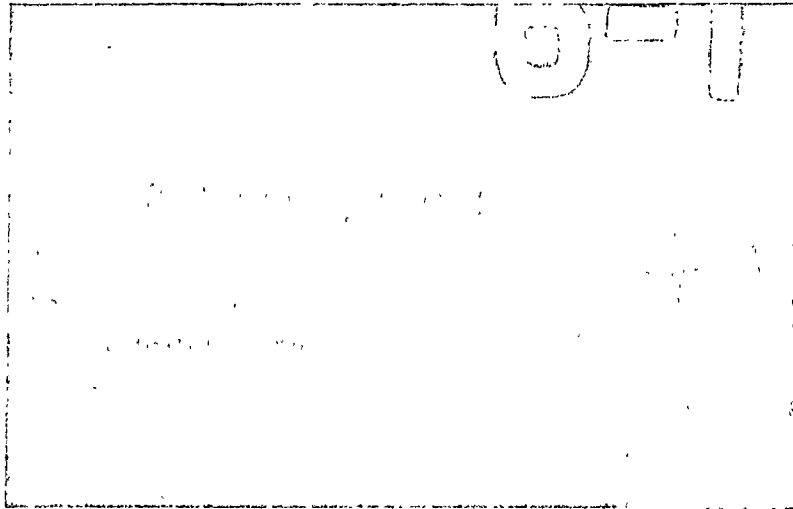


Fig 91 - Lack of Fusion

Illustrating the presence of lack of fusion at the interface of a groove weld as seen on a radiograph and as it actually appears (diagrammatically)

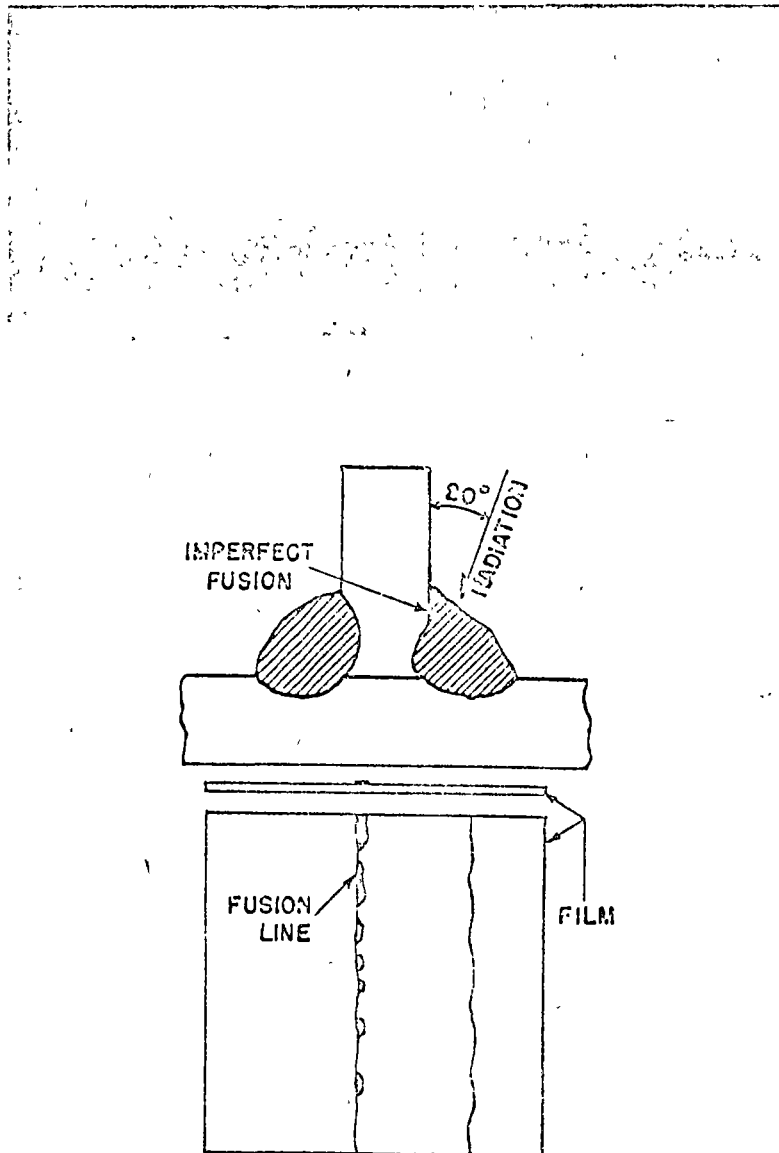


Fig. 90---Lack of Fusion

Illustrating lack of fusion at interface of a fillet weld as seen on a radiograph and as it actually appears (diagrammatically)

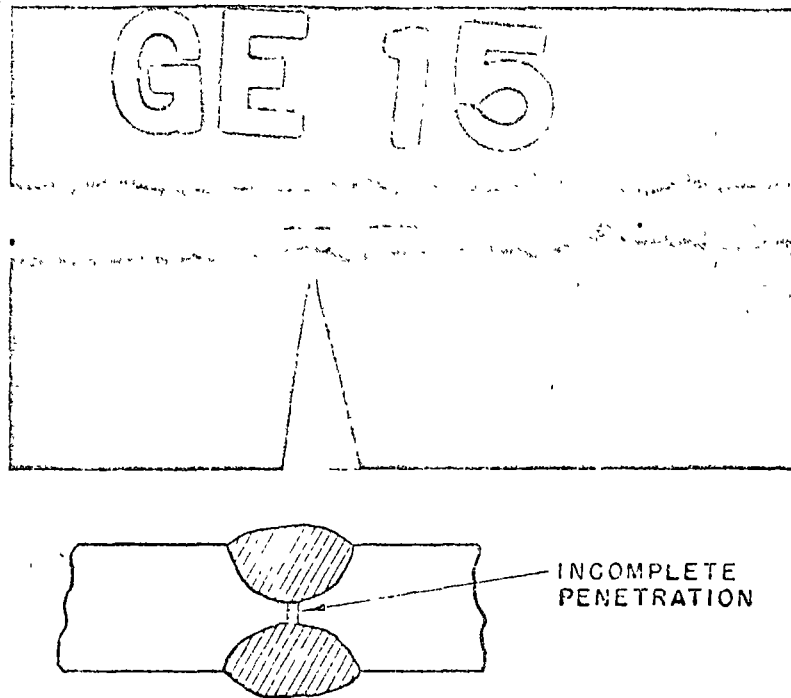


Fig. 89 Incomplete Penetration

Illustrating the presence of incomplete penetration at the root of a groove weld as it appears on a radiograph and as it actually appears (diagrammatically).

# Structural Welding Code

## 1. General Provisions

### 1.1 Application

1.1.1 This code covers welding requirements applicable to any type of welded structure. It is to be used in conjunction with any complementary code or specification for the design and construction of steel structures. It is not intended to apply to pressure vessels or pressure piping. Requirements that are essentially common to all structures are covered in Sections 1 through 7 while provisions applying exclusively to buildings (static loading), bridges (dynamic loading), or tubular structures are included in Sections 8, 9, and 10 respectively.

1.1.2 All references to the need for approval shall be interpreted to mean approval by the Building Commissioner,<sup>1</sup> the Engineer,<sup>2</sup> or the duly designated person acting for and in behalf of the owner on all matters within the scope of this code. Hereinafter, the term Engineer will be used, and it is to be construed to mean the Building Commissioner, the Engineer, or the duly designated person who acts for and in behalf of the owner on all matters within the scope of this code.

### 1.2 Base Metal

The base metals to be welded under this code are carbon and low alloy steels commonly used in the fabrication of steel structures. Steels complying with the specifications listed in 8.2, 9.2, and 10.2, together with special requirements applicable individually to each type of structure, are approved for use with this code. Steels other than those listed in 8.2, 9.2 and 10.2 may be used provided the provisions of 8.2.3, 9.2.4, or 10.2.3 are complied with.

### 1.3 Welding Processes

1.3.1 Shielded metal arc welding (SMAW), submerged arc welding (SAW), gas metal arc welding (GMAW) (except short circuiting transfer), and flux

<sup>1</sup>The term "Building Commissioner" refers to the official or bureau, by whatever term locally designated, who is delegated to enforce the local building law or specifications or other construction regulations.

<sup>2</sup>The Engineer is the duly designated person who acts for and in behalf of the owner on all matters within the scope of this code.

cored arc welding (FCAW) procedures which conform to the provisions of Sections 2, 3, and 4, in addition to Sections 8, 9, or 10, as applicable, shall be deemed as prequalified and are therefore approved for use without performing procedure qualification tests.

1.3.2 Electroslag (ESW) and electrogas<sup>3</sup> welding may be used provided the procedures conform to the applicable provisions of Sections 2, 3, and 4 and the contractor qualifies them in accordance with the requirements of 5.2.

1.3.3 Stud welding may be used provided the procedures conform to the applicable provisions of 4.25 through 4.31.

### 1.4 Definitions

The welding terms used in this code shall be interpreted in accordance with the definitions given in the latest edition of AWS A3.0, Terms and Definitions supplemented by Appendix I of this code.

### 1.5 Welding Symbols

Welding symbols shall be those shown in the latest edition of AWS A2.4, Symbols for Welding and Non-destructive Testing. Special conditions shall be fully explained by added notes or details.

### 1.6 Safety Precautions

Safety precautions shall conform to the latest edition of ANSI Z49.1, Safety in Welding and Cutting, published by the American Welding Society.

### 1.7 Standard Units of Measurement

The values stated in U.S. customary units are to be regarded as the standard. The metric (SI) equivalents of U.S. customary units given in this code may be approximate.

<sup>3</sup>The term electrogas welding as used in this code refers to either gas metal arc welding-electrogas (GMAW-EG) or flux cored arc welding-electrogas (FCAW-EG) or to both.



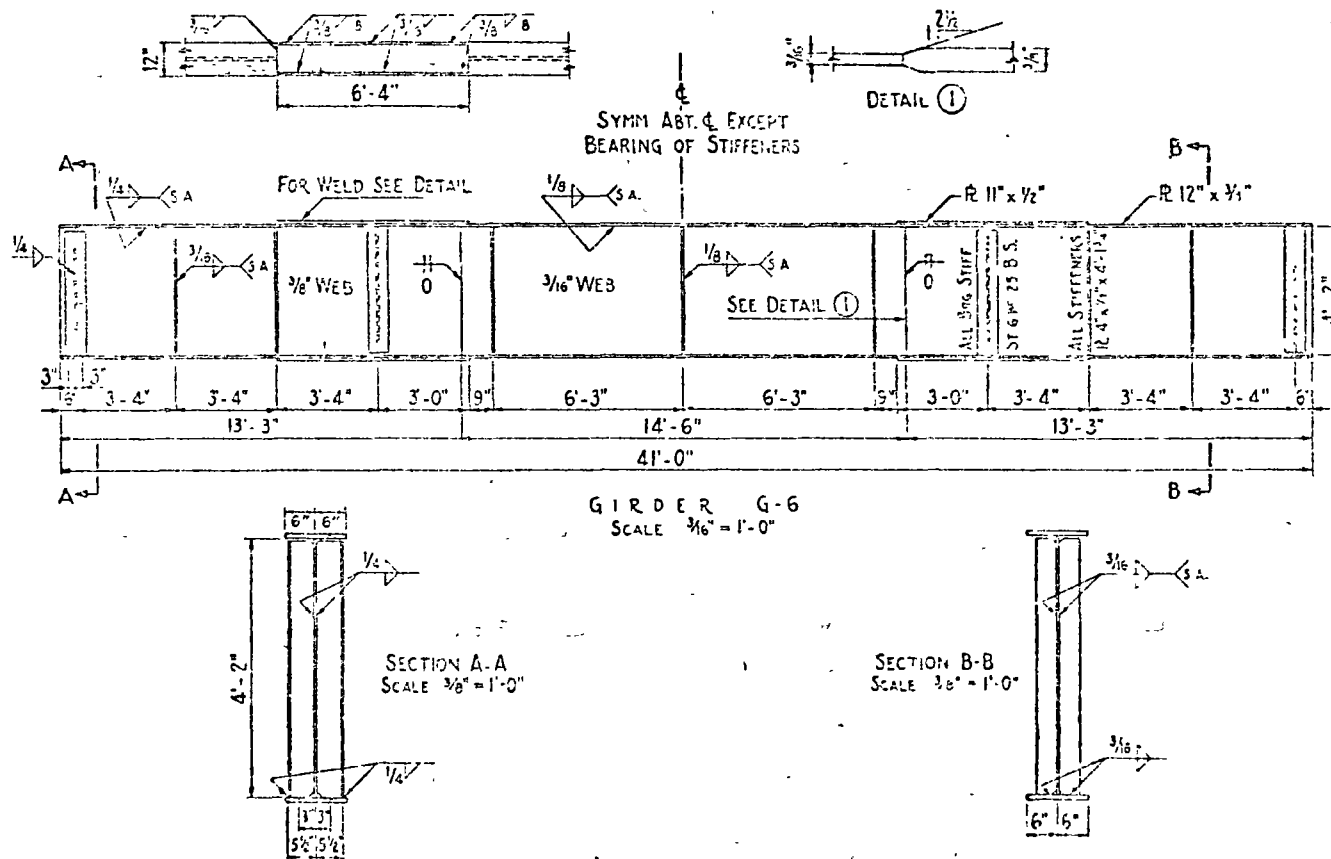


Fig. 14.19 Welding symbols on a structural drawing.

## 2. Design of Welded Connections

### Part A General Requirements

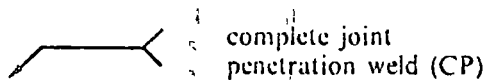
#### 2.1 Drawings<sup>a</sup>

2.1.1 Full and complete information regarding location, type, size, and extent of all welds shall be clearly shown on the drawings. The drawings shall clearly distinguish between shop and field welds.

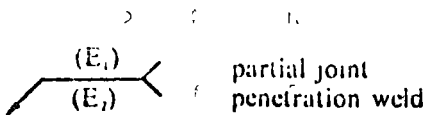
2.1.2 Drawings of those joints or groups of joints in which it is especially important that the welding sequence and technique be carefully controlled to minimize shrinkage stresses and distortion shall be so noted.

2.1.3 Contract design drawings shall specify the effective weld length and, for partial penetration groove welds, the required effective throat, as defined in 2.3 and 10.8. Shop or working drawings shall specify the groove depths (S) applicable for the effective throat (E) required for the welding process and position of welding to be used.

2.1.3.1 It is recommended that contract design drawings show complete joint penetration or partial joint penetration groove weld requirements as follows:



The welding symbol without dimensions designates a complete joint penetration weld.



Where,

$E_1$  = effective throat, other side

$E_2$  = effective throat, arrow side

Special groove details shall be specified where required.

2.1.4 Detail drawings shall clearly indicate by welding symbols or sketches the details of groove welded joints and the preparation of material required to make them. Both width and thickness of steel backing shall be detailed.

2.1.5 Any special inspection requirements shall be noted on the drawings or in the specifications.

<sup>a</sup>The term "drawings" refers to plans, design and detail drawings, and erection plans.

#### 2.2 Basic Unit Stresses

Basic unit stresses for base metals and for effective areas of weld metal for application to buildings, bridges, and tubular structures shall be as shown in Part B of Sections 8, 9, and 10 respectively.

#### 2.3 Effective Weld Areas, Lengths, and Throats

2.3.1 Groove Welds. The effective area shall be the effective weld length multiplied by the effective throat.

2.3.1.1 The effective weld length for any groove weld, square or skewed, shall be the width of the part joined, perpendicular to the direction of stress.

2.3.1.2 The effective throat of a complete joint penetration groove weld shall be the thickness of the thinner part joined. No increase is permitted for weld reinforcement.

2.3.1.3 The effective throat of a partial joint penetration groove weld shall be the depth of chamfer, less 1/8 in. (3.2 mm) for grooves having an included angle less than 60 deg, but not less than 45 deg at the root of the groove, when deposited by shielded metal arc or submerged arc welding, or when deposited in the vertical or overhead welding positions by gas metal arc or flux cored arc welding.

The effective throat of a partial joint penetration groove weld shall be the depth of chamfer for grooves:

(1) having an included angle of 60 deg or greater at the root of the groove when deposited by any of the following welding processes: shielded metal arc, submerged arc, gas metal arc, flux cored arc, or electrogas welding; or

(2) having an included angle not less than 45 deg at the root of the groove when deposited in flat or horizontal positions by gas metal arc or flux cored arc welding.

2.3.1.4 The effective throat thickness for flare groove welds when filled flush to the surface of the solid section of the bar shall be as shown in Table 2.3.1.4.

(1) Random sections of production welds for each welding procedure, or such test sections as may be required by the Engineer, shall be used to verify that the effective throat is consistently obtained.

(2) Where for a given set of procedural conditions the contractor has established that he can consistently provide larger effective throats than those shown in Table 2.3.1.4, the contractor may establish such larger effective throats by qualification.

(3) Qualification required by (2) shall consist of sectioning the radius member, normal to its axis, at mid-length and terminal ends of the weld. Such sec-

## Part B Structural Details

tioning shall be made on a number of combinations of material sizes representative of the range used by the contractor in construction or as required by the Engineer.

**Table 2.3.1.4**  
Effective throats of flare groove welds

Flare-bevel-groove welds	Flare-V-groove welds
All diam bars	
5/16 R	1/2 R*

Note: R = radius of bar  
\* Except 3/8 R for GMAW (except short circuiting transfer) process with bar sizes 1 in (25.4 mm diam) and over.

2.3.1.5 The minimum effective throat of a partial joint penetration groove weld shall be as specified in Table 2.10.3.

2.3.2 Fillet Welds. The effective area shall be the effective weld length multiplied by the effective throat thickness. Stress in a fillet weld shall be considered as applied to this effective area, for any direction of applied load.

2.3.2.1 The effective length of a fillet weld shall be the overall length of the full-size fillet, including end returns. No reduction in effective length shall be made for either the start or crater of the weld if the weld is full size throughout its length.

2.3.2.2 The effective length of a curved fillet weld shall be measured along the center line of the effective throat. If the weld area of a fillet weld in a hole or slot computed from this length is greater than the area found from 2.3.3, then this latter area shall be used as the effective area of the fillet weld.

2.3.2.3 The minimum effective length of a fillet weld shall be at least four times the nominal size, or the size of the weld shall be considered not to exceed one fourth its effective length.

2.3.2.4 The effective throat shall be the shortest distance from the root to the face of the diagrammatic weld.

2.3.3 Plug and Slot Welds. The effective area, shall be the nominal area of the hole or slot in the plane of the faying surface.

2.3.4 The effective throat of a combination partial joint penetration groove weld and a fillet weld shall be the shortest distance from the root to the face of the diagrammatic weld minus 1/8 in. (3.2 mm) for any groove detail requiring such deduction (See Appendix B).

## 2.4 Fillers

2.4.1 Fillers may be used in

2.4.1.1 Splicing parts of different thicknesses.

2.4.1.2 Connections that, due to existing geometric alignment, must accommodate off-sets to permit simple framing.

2.4.2 A filler less than 1/4 in. (6.4 mm) thick shall not be used to transfer stress but shall be kept flush with the welded edges of the stress-carrying part. The sizes of welds along such edges shall be increased over the required sizes by an amount equal to the thickness of the filler (see Fig. 2.4.2).

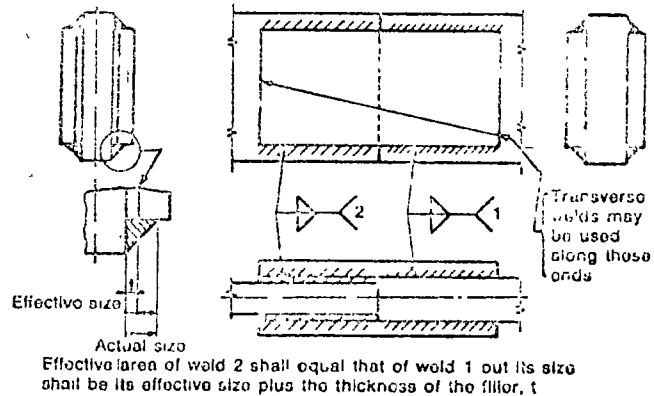
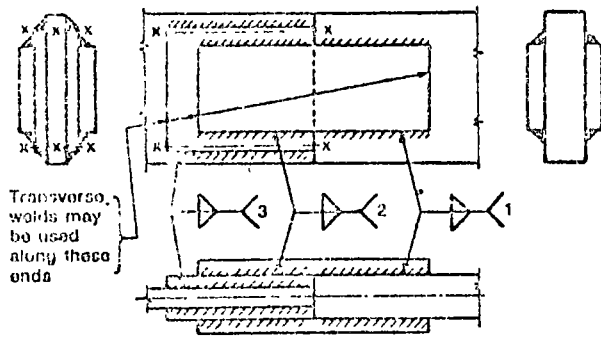


Fig. 2.4.2—Fillers less than 1/4 in. thick.

2.4.3 Any filler 1/4 in. (6.4 mm) or more in thickness shall extend beyond the edges of the splice plate or connection material. It shall be welded to the part on which it is fitted and the joint shall be of sufficient strength to transmit the splice plate or connection material stress applied at the surface of the filler as an eccentric load. The welds joining the splice plate or connection material to the filler shall be sufficient to transmit the splice plate or connection material stress and shall be long enough to avoid overstressing the filler along the toe of the weld (see Fig. 2.4.3).

## 2.5 Partial Joint Penetration Groove Welds

Partial joint penetration groove welds subject to tension normal to their longitudinal axis shall not be used where design criteria indicate cyclic loading could produce fatigue failure. Joints containing such welds, made from one side only, shall be restrained to prevent rotation.



Effective area of weld 2 shall equal that of weld 1. The length of weld 2 shall be sufficient to avoid overstressing the filler in shear along planes X-X.  
 Effective area of weld 3 shall at least equal that of weld 1 and there shall be no overstress of the ends of weld 3 resulting from the eccentricity of the forces acting on the filler.

Fig. 2.4.3—Fillers 1/4 in. or thicker.

**Part C Details of Welded Joints**

**2.6 Joint Qualification**

2.6.1 Joints meeting the following requirements are designated as prequalified:

- (1) Conformance with the details specified in 2.7 through 2.14 and 10.13.
- (2) Use of one of the following welding processes in accordance with the requirements of Sections 3, 4, and 10 as applicable: shielded metal arc, submerged arc, gas metal arc (except short circuiting transfer) or flux cored arc welding.

Joints meeting these requirements may be used without performing the joint welding procedure qualification tests prescribed in 5.2.

2.6.1.1 The joint welding procedure for all joints welded by short circuiting transfer gas metal arc welding (see Appendix D) shall be qualified by tests prescribed in 5.2.

2.6.2 Joint details may depart from the details prescribed in 2.9 through 2.14 and in 10.13 only if the contractor submits to the Engineer his proposed joints and joint welding procedures and at his own expense demonstrates their adequacy in accordance with the requirements of 5.2 of this code and their conformance with applicable provisions of Sections 3 and 4.

**2.7 Details of Fillet Welds**

2.7.1 The details of fillet welds made by shielded metal arc, submerged arc, gas metal arc or flux cored arc welding to be used without joint welding procedure qualification are listed in 2.7.1.1 through 2.7.1.5 and detailed in Figs. 2.7.1 and 10.13.13.

2.7.1.1 The minimum fillet weld size, except for fillet welds used to reinforce groove welds, shall be as shown in the following table:

**Table 2.7—Minimum fillet weld size**

Base Metal Thickness of Thicker Part Joined (T)		Minimum Size of Fillet Weld*	
in.	mm	in.	mm
$T \leq 1/4$	$T \leq 6.4$	1/8**	3
$1/4 < T \leq 1/2$	$6.4 < T \leq 12.7$	3/16	5
$1/2 < T \leq 3/4$	$12.7 < T \leq 19.0$	1/4	6
$3/4 < T$	$19.0 < T$	5/16	8

} single pass welds must be used

\*Except that the weld size need not exceed the thickness of the thinner part joined. For this exception particular care should be taken to provide sufficient preheat to ensure weld soundness.  
 \*\*Minimum size for bridge application 3/16 in.

2.7.1.2 The maximum fillet weld size permitted along edges of material shall be:

- (1) The thickness of the base metal, for metal less than 1/4-in. (6.4 mm) thick (see Fig. 2.7.1, detail A).
- (2) 1/16 in. (1.6 mm) less than the thickness of base metal, for metal 1/4 in. (6.4 mm) or more in thickness (see Fig. 2.7.1, detail B), unless the weld is designated on the drawing to be built out to obtain full throat thickness.

2.7.1.3 Fillet welds in holes, or slots in lap joints, may be used to transfer shear or to prevent buckling or separation of lapped parts. These fillet welds may overlap, subject to the provisions of 2.3.2.2. Fillet welds in holes or slots are not to be considered as plug or slot welds.

2.7.1.4 Fillet welds may be used in skew joints that have an included angle of not less than 60 degrees. (See Fig. 2.7.1, details C and D).

2.7.1.5 The minimum length of an intermittent fillet weld shall be 1-1/2 in. (38.1 mm).

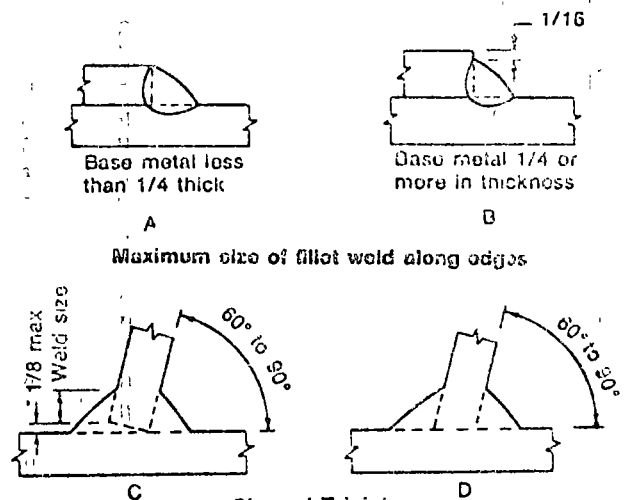


Fig. 2.7.1—Details for fillet welds.

2.7.1.6 Minimum spacing and dimensions of holes or slots when fillet welding is used shall conform to the requirements of 2.8.

## 2.8 Plug and Slot Welds<sup>5</sup>

2.8.1 Plug and slot welds in lap joints may be used to transmit shear or to prevent the buckling or separation of lapped parts.

2.8.2 The minimum diameter of the hole for a plug weld shall be no less than the thickness of the part containing it plus 5/16 in. (8.0 mm) preferably rounded to the next greater odd 1/16 in. (1.6 mm). The maximum diameter of the hole for a plug weld shall not be greater than 2-1/4 times the thickness of the weld.

2.8.3 The minimum center to center spacing of plug welds shall be four times the diameter of the hole.

2.8.4 The length of the slot for a slot weld shall not exceed ten times the thickness of the weld. The width of the slot shall be no less than the thickness of the part containing it plus 5/16 in. (8.0 mm) preferably rounded to the next greater odd 1/16 in. (1.6 mm) nor shall it be greater than 2-1/4 times the thickness of the weld.

2.8.5 Plug and slot welds are not permitted in quenched and tempered steels.

2.8.6 The ends of the slot shall be semicircular or shall have the corners rounded to a radius not less than the thickness of the part containing it, except those ends which extend to the edge of the part.

2.8.7 The minimum spacing of lines of slot welds in a direction transverse to their length shall be four times the width of the slot. The minimum center to center spacing in a longitudinal direction on any line shall be two times the length of the slot.

2.8.8 The thickness of plug or slot welds in metal 5/8 in. (15.9 mm) thick or less shall be equal to the thickness of the material. In metal over 5/8 in. thick, it shall be at least one-half the thickness of the material but no less than 5/8 in.

## 2.9 Complete Joint Penetration Groove Welds Made by Shielded Metal Arc Welding

2.9.1 Complete joint penetration groove welds made by shielded metal arc welding in butt, T, and corner joints which may be used without performing the joint

welding procedure qualification tests prescribed in 5.2 are detailed in Fig. 2.9.1 and are subject to the limitations specified in 2.9.2.

2.9.2 Dimensions of groove welds specified on design or detail drawings may vary from the dimensions shown in Fig. 2.9.1 only within the following limits:

2.9.2.1 The specified thickness of base metal is the maximum nominal thickness that may be used.

2.9.2.2 The root face of the joints shall be as dimensioned in Fig. 2.9.1. It may be detailed to exceed the specified dimension by no more than 1/16 in. (1.6 mm). It may not be detailed less than the specified dimension.

2.9.2.3 The root opening of the joints is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/16 in. (1.6 mm).

2.9.2.4 The groove angle is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than ten degrees.

2.9.2.5 The radius of J-grooves and U-grooves is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/8 in. (3.2 mm). U-grooves may be prepared before or after fitting.

2.9.2.6 Double-groove welds may have grooves of unequal depth, but the depth of the shallower groove shall be no less than one-fourth of the thickness of the thinner part joined.

2.9.3 For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

## 2.10 Partial Joint Penetration Groove Welds Made by Shielded Metal Arc Welding

2.10.1 Except as provided in 10.13.1.1, groove welds without steel backing, welded from one side, and groove welds welded from both sides but without back gouging are considered partial joint penetration groove welds. Partial joint penetration groove welds made by shielded metal arc welding in butt, T, and corner joints which may be used without performing the joint welding procedure qualification tests prescribed in 5.2 are detailed in Fig. 2.10.1 and are subject to limitations specified in 2.10.2.

2.10.2 Dimensions of groove welds specified on design or detail drawings may vary from the dimensions shown in Fig. 2.10.1 only within the following limits:

2.10.2.1 The groove angle is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than ten degrees.

<sup>5</sup>See Appendix A for the technique of making plug and slot welds

6/STRUCTURAL WELDING CODE

2.10.2.2 The radius of the U-grooves and J-grooves is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/8 in. (3.2 mm). U-grooves may be prepared before or after fitting.

2.10.2.3 Double-groove welds may have grooves of unequal depth, provided that the weld deposit on each side of the joint conforms to the limitations of Fig. 2.10.1.

2.10.3 The effective throat of partial joint penetration square-, bevel-, and V-groove welds shall be as shown in Table 2.10.3.

2.10.3.1 Shop or working drawings shall specify the groove depths (S) applicable for the effective throat (E) required for the welding process and position of welding to be used.

2.10.4 The minimum root face of the joints shall be 1/8 in. (3.2 mm).

2.10.5 For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

**Table 2.10.3—Minimum effective throat for partial joint penetration groove welds**

Base metal thickness of thicker part joined,	Minimum effective throat	
	in.	mm
to 1/4 (6.4) incl.	1/8*	3
over 1/4 (6.4) to 1/2 (12.7) incl.	3/16	5
over 1/2 (12.7) to 3/4 (19.0) incl.	1/4	6
over 3/4 (19.0) to 1-1/2 (38.1) incl.	5/16	8
over 1-1/2 (38.1) to 2-1/4 (57.1) incl.	3/8	10
over 2-1/4 (57.1) to 6 (152) incl.	1/2	13
over 6 (152)	5/8	16

\*Minimum size for bridge applications 3/16 in.

**Metric (SI) Equivalents for Section 2 Figures**

in.	mm	in.	mm
1/32	0.8	2	50.8
1/16	1.6	2-1/8	54.0
1/8	3.2	2-3/8	60.3
3/16	4.8	2-1/2	63.6
1/4	6.4	2-3/4	70.0
3/8	9.5	3	76.2
5/8	15.9	3-1/4	82.6
1/2	12.7	3-5/8	92.1
3/4	19.0	3-3/4	95.2
1	25.4	4	102
1-3/8	34.9	4-3/4	121
1-1/2	38.1	5-1/2	140
1-3/4	44.5	6-1/4	159

**Legend for Figs. 2.9.1 through 2.14.1**

**Symbols for joint types**

- B — butt joint
- C — corner joint
- T — T joint
- BC — butt or corner joint
- TC — T or corner joint
- BTC — butt, T, or corner joint

**Symbols for base metal thickness and penetration**

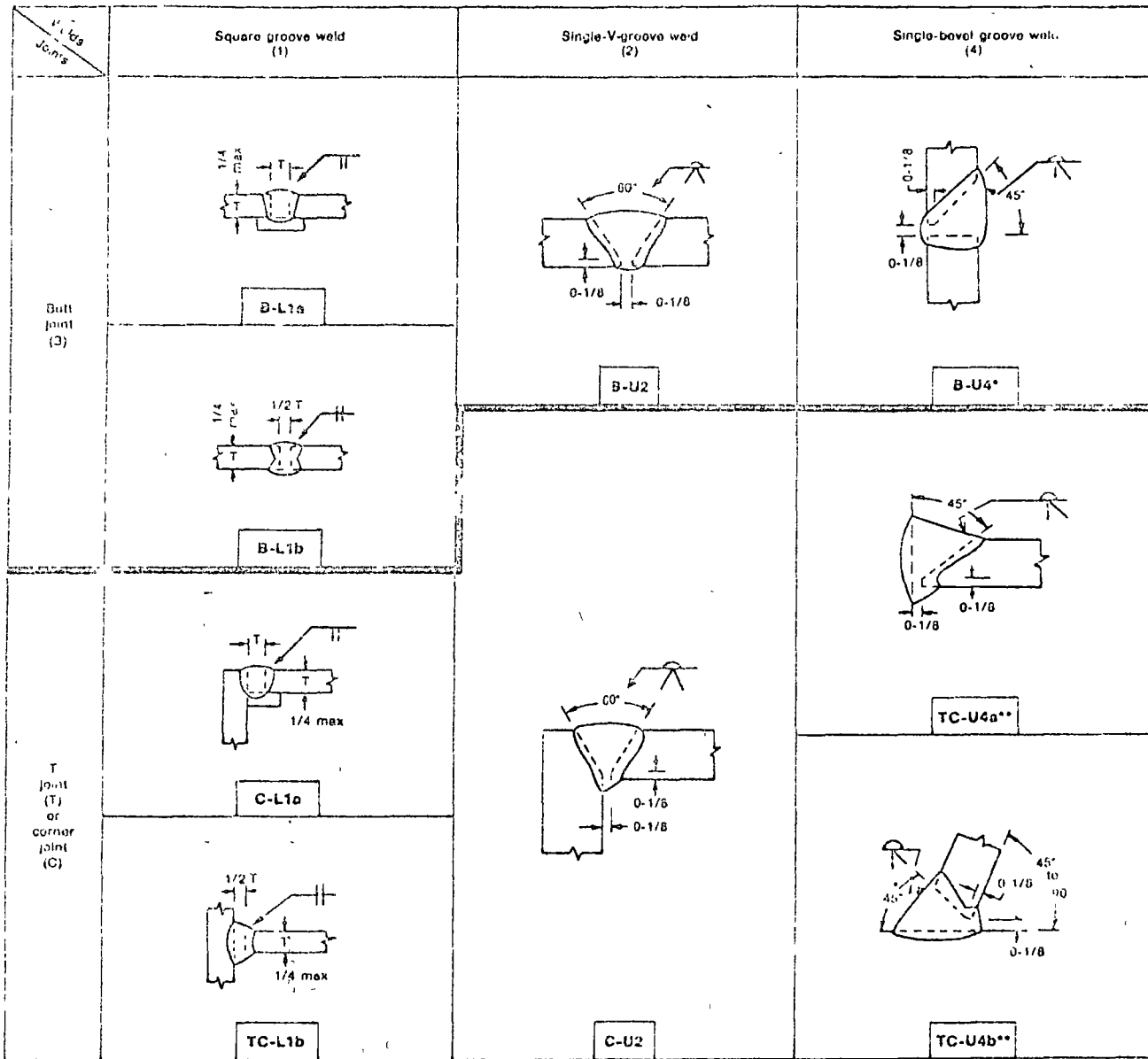
- L—limited thickness—complete joint penetration
- U—unlimited thickness—complete joint penetration
- P — partial joint penetration

**Symbols for weld types**

- 1 — square-groove
- 2 — single-V-groove
- 3 — double-V-groove
- 4 — single-bevel-groove
- 5 — double-bevel-groove
- 6 — single-U-groove
- 7 — double-U-groove
- 8 — single-J-groove
- 9 — double-J-groove

**Symbol for welding processes, if not shielded metal arc**

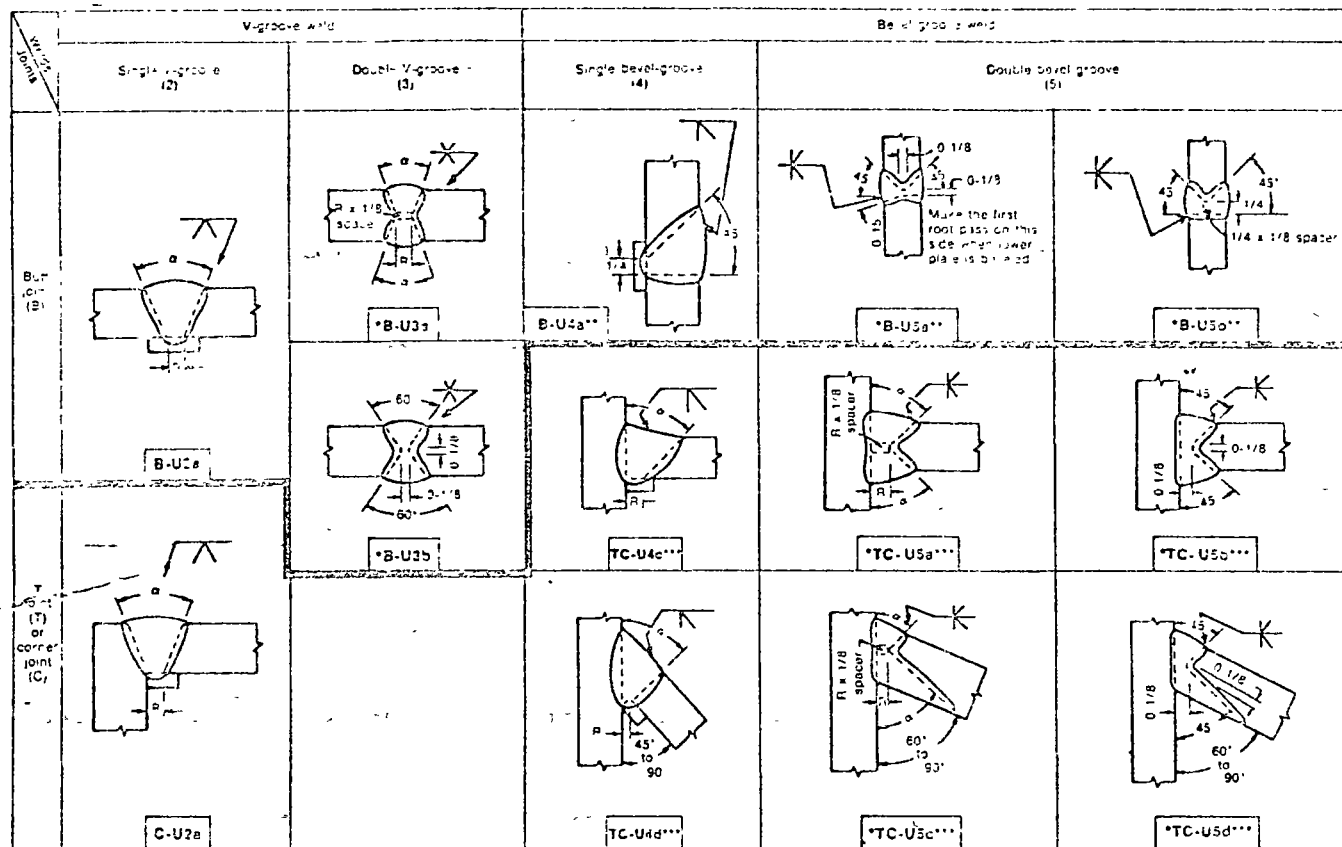
- S — submerged arc welding
- G — gas metal arc welding
- F — flux cored arc welding



All dimensions in inches.

1. Gouge the roots of joints without backing before welding the other side (see 4.10.8).
  2. See 2.9.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.
  3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to  $T/4$  but need not exceed  $3/8$  in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to  $T/4$  but not more than  $3/8$  in.  $T$  is the thickness of the groove weld.
- \*Bridge application limits the use of these joints to the horizontal position (see 9.12.1.5)  
 \*\*T or corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operation without excessive edge melting

Fig. 2.9.1—Complete joint penetration prequalified shielded metal arc welded joints—base metal of limited thickness (L) and unlimited thickness (U).



Limitations for joints B-U2a, B-U3a and C-U2a

$\alpha$	R	Permitted welding positions
45°	1/4	All positions
30°	3/8	Flat and overhead only
20°	1/2	Flat and overhead only

Limitations for joints TC-U4c, TC-U4d, TC-U5a and TC-U5c

$\alpha$	R	Permitted welding positions
45°	1/4	All positions
30°	3/8	Flat and overhead only

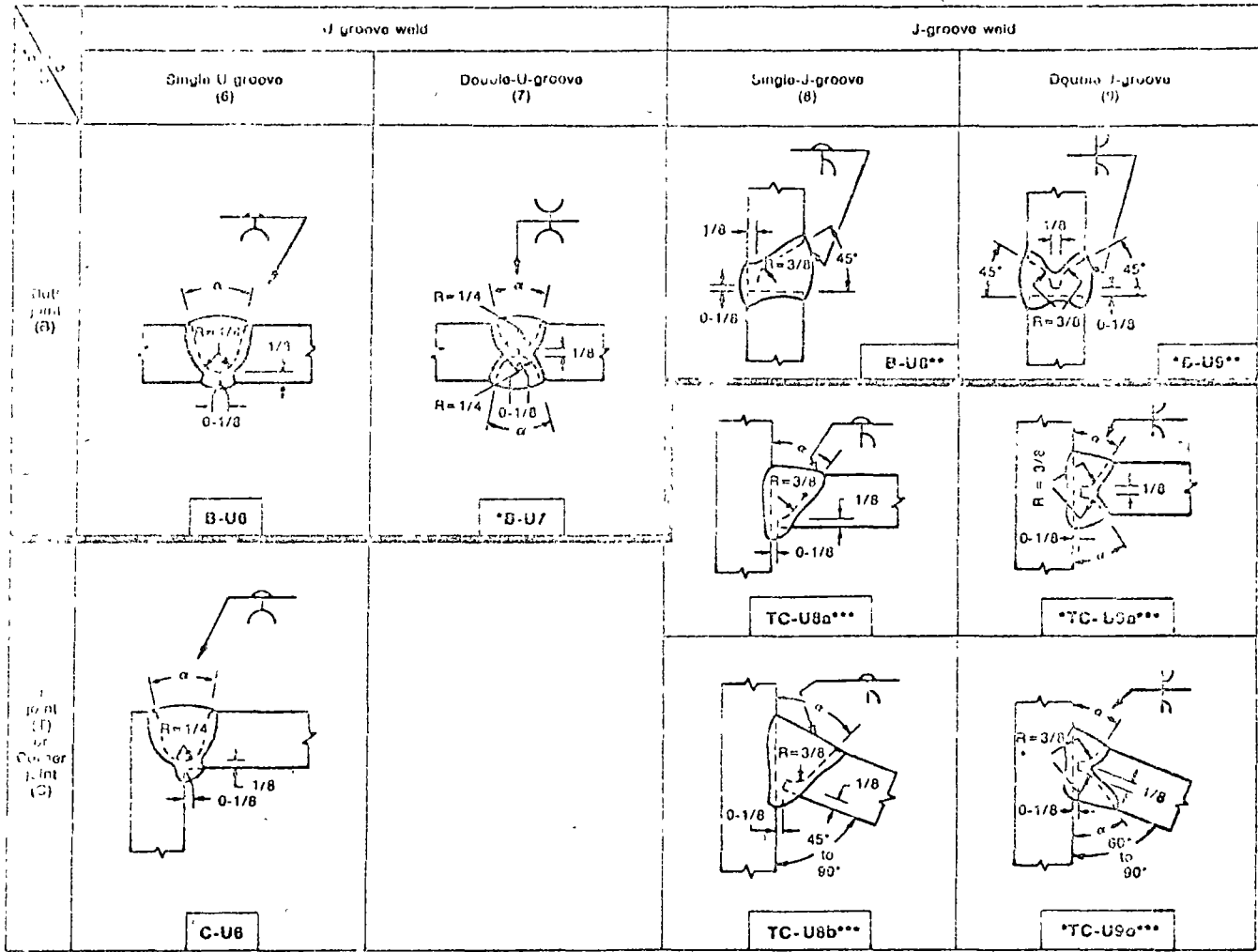
All dimensions in inches

1. Gouge roots of joints without backing before welding other side (see 4.10.8)
2. See 2.9.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances
3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to T/4 but need not exceed 3/8 in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to T/4 but not more than 3/8 in. T is the thickness of the groove weld.

- \*The use of these welds shall preferably be limited to base metal thickness of 5/8 in. or larger
- \*\*Bridge application limits the use of these joints to the horizontal position (see 9.12.1.5)
- \*\*\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting

Fig. 2.9.1 cont. -- Complete joint penetration prequalified shielded metal arc welded joints—base metal of unlimited thickness (U)





Limitations for joints B-U6, B-U7 and C-U6

$\alpha$	Permitted welding positions
45°	All positions
20°	Flat and overhead only

Limitations for joints TC-U8a, TC-U8b, TC-U9a and TC-U9b

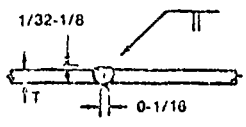
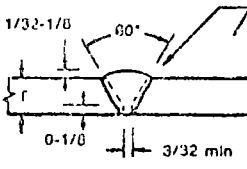
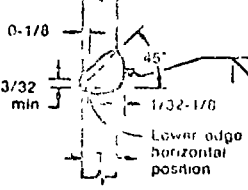
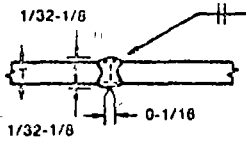
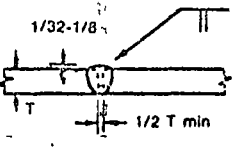
$\alpha$	Permitted welding positions
45°	All positions
30°	Flat and overhead only

All dimensions in inches.

1. Groove roots of joints without backing before welding other side (See 4 10 8)
  2. See 2 2 2 for allowable variation of dimensions and 3 3 4 for workmanship tolerances.
  3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to T/4 but need not exceed 3/8 in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to T/4 but not more than 3/8 in. T is the thickness of the groove weld.
- \* The use of these welds shall preferably be limited to base metal thickness of 5/8 in. or larger  
 \*\* Bridge application limits the use of these joints to the horizontal position (see 9 12 1 5).  
 \*\*\* For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting

Fig. 2.9.1 cont.—Complete joint penetration prequalified shielded metal arc welded joints—base metal of unlimited thickness (U).

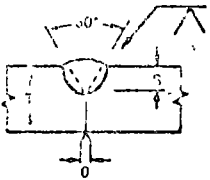
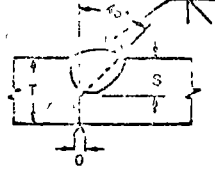
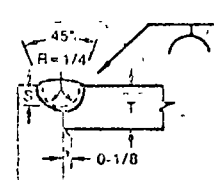
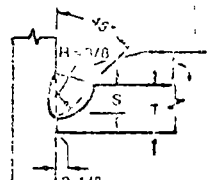
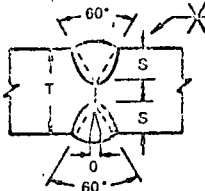
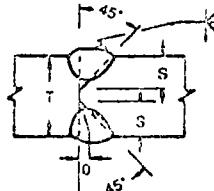
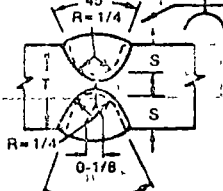
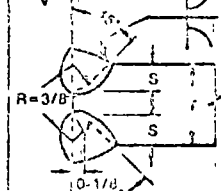
10/STRUCTURAL WELDING CODE

$\frac{1}{16}$ to $\frac{1}{2}$ Joints	Square-groove weld (1)	Single-V-groove weld (2)	Single-bevel groove weld (4)
	 <p>Effective throat (E)=T max T = 1/8</p> <p><b>B-P1a*</b></p>	 <p>Effective throat (E)=T max T = 1/2</p> <p><b>B-P2*</b></p>	 <p>Effective throat (E)=T max T = 1/2</p> <p><b>B-P4*</b></p>
Dutt joint (D) $T \leq 1/2$	<p>Root need not be chipped before welding second side</p>  <p>Effective throat (E)=T max T = 1/4</p> <p><b>B-P1b</b></p>		
	 <p>Effective throat (E)=3/4 T max T = 1/4</p> <p><b>B-P1c*</b></p>		

All dimensions in inches.

1. See 2.10.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.  
 \*Joints welded from one side.

Fig. 2.10.1—Partial joint penetration (P) prequalified shielded metal arc welded joints.

Built (B) T (T) or corner (C) joint	V-groove weld		Bevel-groove weld		U-groove weld		J-groove weld	
	Single V-groove weld (2)		Single-bevel-groove weld (4)		Single U-groove weld (6)		Single J-groove weld (8)	
Minimum face of joint shall be 1/8 in.	 <p>Effective throat (E)=S**</p> <p>BC-P2*</p>		 <p>Effective throat (E)=S-1/8**</p> <p>***BTC-P4*</p>		 <p>Effective throat (E)=S**</p> <p>BC-P6*</p>		 <p>Effective throat (E)=S**</p> <p>***BTC-P8*</p>	
	 <p>Effective throat (E)=S**</p> <p>B-P3</p>		 <p>Effective throat (E)=S-1/8**</p> <p>***BTC-P5*</p>		 <p>Effective throat (E)=S**</p> <p>B-P7</p>		 <p>Effective throat (E)=S**</p> <p>***BTC-P9*</p>	

All dimensions in inches.

1. See 2.10.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.

\*Only corner joints C-P2, C-P4, C-P5, C-P6, C-P8 and C-P9 are prequalified for bridge application (see 9.12.1.2).

\*\*Minimum effective throat as shown in Table 2.10.3

\*\*\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.10.1 cont.—Partial joint penetration (P) prequalified shielded metal arc welded joints.

## 2.11 Complete Joint Penetration Groove Welds Made by Submerged Arc Welding

2.11.1 Complete joint penetration groove welds made by submerged arc welding in butt, T, and corner joints which may be used without performing the joint welding procedure tests prescribed in 5.2 are detailed in Fig. 2.11.1 and are subject to the limitations specified in 2.11.2.

2.11.2 Dimensions of groove welds specified on design or detail drawings may vary from the dimensions shown in Fig. 2.11.1 only within the following limits.

2.11.2.1 The specified thickness of material is the maximum nominal thickness that may be used.

2.11.2.2 The root face of the joints is maximum.

2.11.2.3 The root opening of closed joints shall be detailed as zero (no variation). The root opening of open joints with backings is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/16 in. (1.6 mm).

2.11.2.4 The groove angle is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than ten degrees.

2.11.2.5 The radius of U-grooves is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/8 in. (3.2 mm). U-grooves may be prepared before or after fitting.

2.11.3 For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

## 2.12 Partial Joint Penetration Groove Welds Made by Submerged Arc Welding

2.12.1 Partial joint penetration groove welds made by submerged arc welding in butt, T, and corner joints which may be used without performing the joint welding procedure qualification tests prescribed in 5.2 are detailed in Fig. 2.12.1 and are subject to the limitations specified in 2.12.2.

2.12.2 Dimensions of partial joint penetration groove welds specified on design or detail drawings may vary from the dimensions shown in Fig. 2.12.1 only within the following limits:

2.12.2.1 The root opening shall be detailed as zero (no variation).

2.12.2.2 The groove angle is minimum. It may be detailed to exceed the dimensions shown by no more than ten degrees.

2.12.2.3 The radius of the U-grooves and J-grooves is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/8 in. (3.2 mm). U-grooves may be prepared before or after fitting.

2.12.2.4 (Deleted, see 2.12.4)

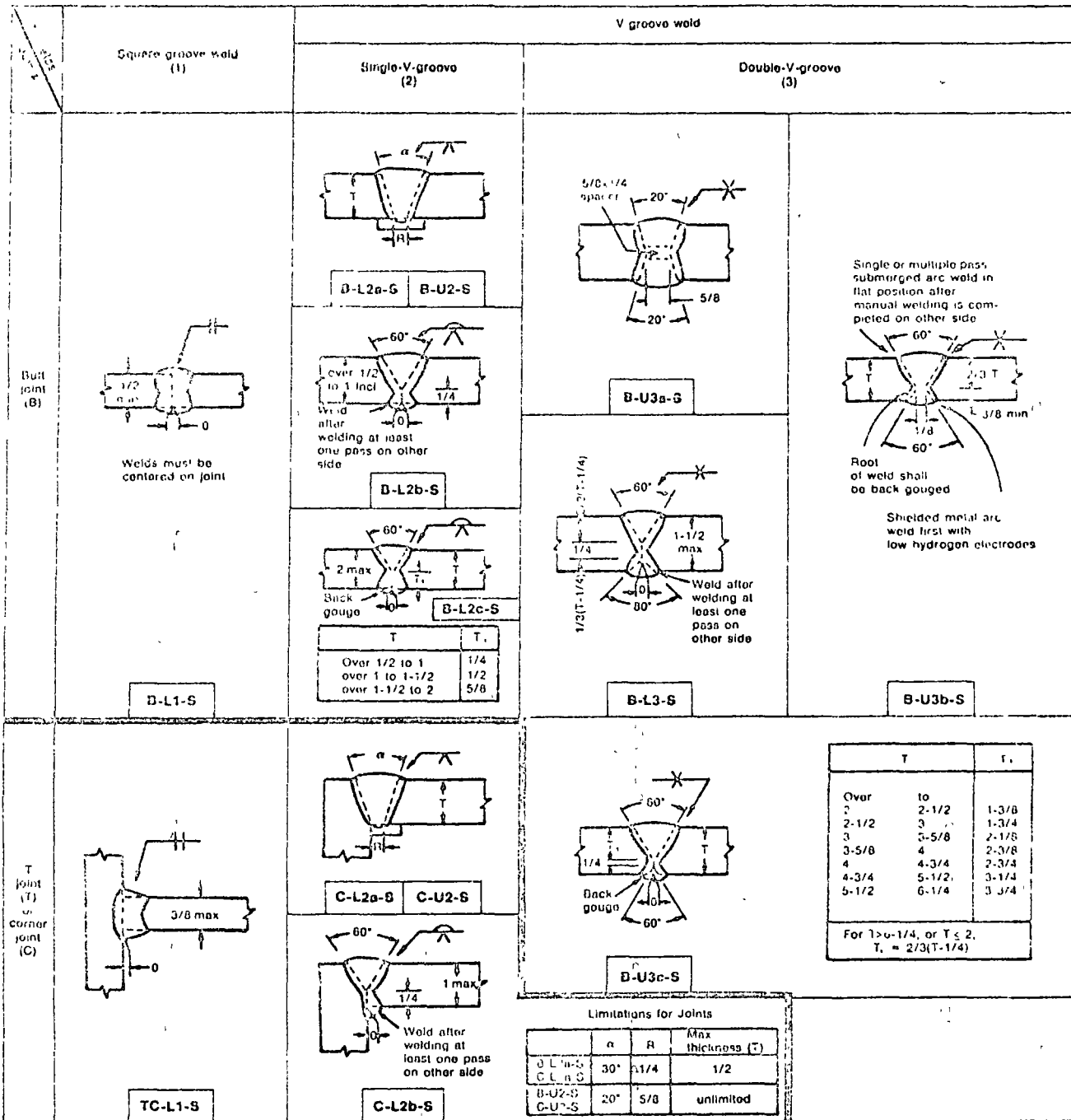
2.12.2.5 Double-groove welds may have grooves of unequal depth, subject to the limitations of Fig. 2.12.1.

2.12.3 The effective throat of partial joint penetration single- or double-V-, bevel-, J-, and U-groove welds shall be as shown in Table 2.10.3.

2.12.3.1 Shop or working drawings shall specify the groove depths (S) applicable for the effective throat (E) required for the welding process and position of welding to be used.

2.12.4 The minimum root face of the joints shall be 1/4 in. (6.4 mm).

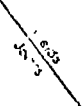
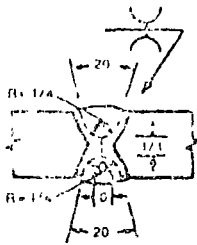
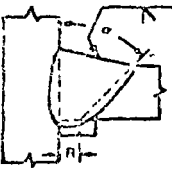
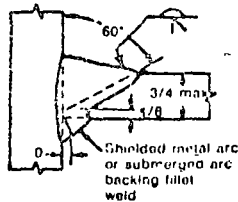
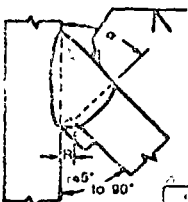
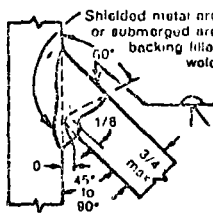
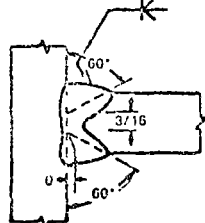
2.12.5 For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.



All dimensions in inches.

- If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to  $T/4$  but need not exceed  $1/2$  in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to  $T/4$  but not more than  $3/8$  in. T is the thickness of the groove weld
- See 2 11.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.

Fig. 2 11.1—Complete joint penetration prequalified submerged arc welded joints—base metal of limited thickness (L) and unlimited thickness (U).

	Bevel-groove weld		U groove weld						
	Single-bevel-groove (4)	Double-bevel-groove (5)	Double-U-groove (7)						
Butt joint (3)			 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">B-U7-S</div>						
T joint (T) or corner joint (C)	 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">TC-U4a-S*</div>	 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">TC-L4a-S*</div>							
	 <table border="1" style="margin: 0 auto;"> <tr> <td>t</td> <td>R</td> </tr> <tr> <td>45°</td> <td>1/4</td> </tr> <tr> <td>30°</td> <td>3/8</td> </tr> </table> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">TC-U4b-S*</div>	t	R	45°	1/4	30°	3/8	 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">TC-L4b-S*</div>	 <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 0 auto;">TC-U5-S*</div>
	t	R							
	45°	1/4							
30°	3/8								

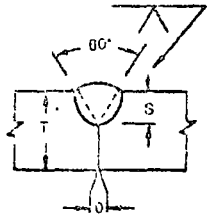
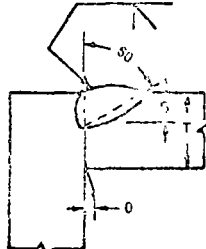
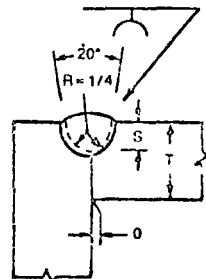
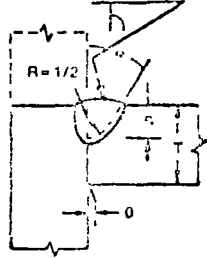
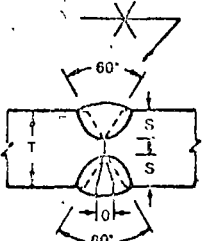
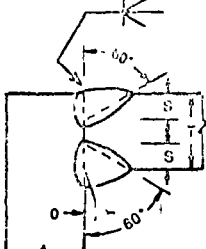
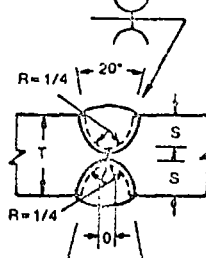
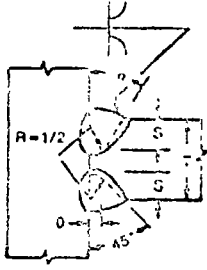
All dimensions in inches.

1. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to  $T/4$  but need not exceed  $3/8$  in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to  $T/4$  but not more than  $3/8$  in. T is the thickness of the groove weld.

2. See 2.11.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.

\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.11.1 cont — Complete joint penetration prequalified submerged arc welded joints—base metal of limited thickness (L) and unlimited thickness (U).

Plates Joints	V-groove weld	Bevel-groove weld	U-groove weld	J-groove weld						
	Single-V-groove weld (2)	Single bevel-groove weld (4)	Single-U-groove weld (6)	Single-J-groove weld (6)						
Butt (B), T (T) or corner (C) joints	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <p>BC-P2-S**</p>	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <p>***TC-P4-S**</p>	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <p>BC-P6-S**</p>	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <table border="1"> <tr> <td>Joint</td> <td>α</td> </tr> <tr> <td>C-P8-S</td> <td>20°</td> </tr> <tr> <td>T-P8-S</td> <td>45°</td> </tr> </table> <p>C-P8-S T-P8-S</p>	Joint	α	C-P8-S	20°	T-P8-S	45°
	Joint	α								
C-P8-S	20°									
T-P8-S	45°									
Minimum root face of joint shall be 1/4 in	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <p>B-P3-S</p>	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <p>**TC-P5-S**</p>	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <p>B-P7-S</p>	 <p>Effective throat (E)=S*</p> <table border="1"> <tr> <td>Joint</td> <td>α</td> </tr> <tr> <td>C-P9-S</td> <td>20°</td> </tr> <tr> <td>T-P9-S</td> <td>45°</td> </tr> </table> <p>C-P9-S T-P9-S</p>	Joint	α	C-P9-S	20°	T-P9-S	45°
Joint	α									
C-P9-S	20°									
T-P9-S	45°									

All dimensions in inches.

1. See 2.12.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.

\*Minimum effective throat as shown in Table 2.10.3.

\*\*Only corner joints C-P2-S, C-P4-S, C-P5-S, C-P6-S, C-P8-S, C-P9-S are prequalified for bridge application (see 9.12.1.2).

\*\*\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.12.1—Partial joint penetration (P) prequalified submerged arc welded joints.

## 2.13 Complete Joint Penetration Groove Welds Made By Gas Metal Arc or Flux Cored Arc Welding.

2.13.1 Complete joint penetration groove welds made by gas metal arc welding (except short circuiting transfer) or flux cored arc welding in butt, corner, and T joints which may be used without the joint welding procedure qualification tests prescribed by 5.2 are detailed in Fig. 2.13.1, and are subject to the limitations specified in 2.13.2.

2.13.1.1 All complete joint penetration groove welds made by short circuiting transfer gas metal arc welding (see Appendix D) shall be qualified by the welding procedure qualification tests prescribed in 5.2.

2.13.2 Dimensions of groove welds specified on design or detail drawings may vary from the dimensions shown in Fig. 2.13.1 only within the following limits:

2.13.2.1 The specified base metal or weld effective throat is the maximum nominal thickness that may be used.

2.13.2.2 The root face of the joints shall be as dimensioned in Fig. 2.13.1. It may be detailed to exceed the specified dimension by not more than 1/16 in. It may not be detailed less than the specified dimension.

2.13.2.3 The root opening of the joints is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/16 in. (1.6 mm).

2.13.2.4 The groove angle is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than ten degrees.

2.13.2.5 The radius of U-grooves and J-grooves is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/8 in. (3.2 mm). U-grooves may be prepared before or after fitting.

2.13.2.6 Double-groove welds may have grooves of unequal depth, but the depth of the shallower groove shall be no less than one-fourth the thickness of the thinner part joined.

2.13.3 For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

## 2.14 Partial Joint Penetration Groove Welds Made by Gas Metal Arc or Flux Cored Arc Welding

2.14.1 Partial joint penetration groove welds made by gas metal arc welding (except short circuiting transfer) or flux cored arc welding in butt, T, and corner joints, which may be used without the joint welding procedure qualification tests prescribed in 5.2, are detailed in Fig. 2.14.1 and are subject to the limitations specified in 2.14.2.

2.14.1.1 All partial joint penetration groove welds made by short circuiting transfer gas metal arc welding (see Appendix D) shall be qualified by the welding procedure qualification tests prescribed in 5.2.

2.14.2 Dimensions of groove welds specified on design or detailed drawings may vary from the dimensions shown in Fig. 2.14.1 only within the following limits.

2.14.2.1 The groove angle is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than ten degrees.

2.14.2.2 The radius of U-grooves and J-grooves is minimum. It may be detailed to exceed the dimension shown by no more than 1/8 in. (3.2 mm). U-grooves may be prepared before or after fitting.

2.14.2.3 Double-groove welds may have grooves of unequal depth, provided that the weld deposit on each side of the joint conforms to the limitations prescribed in Fig. 2.14.1.

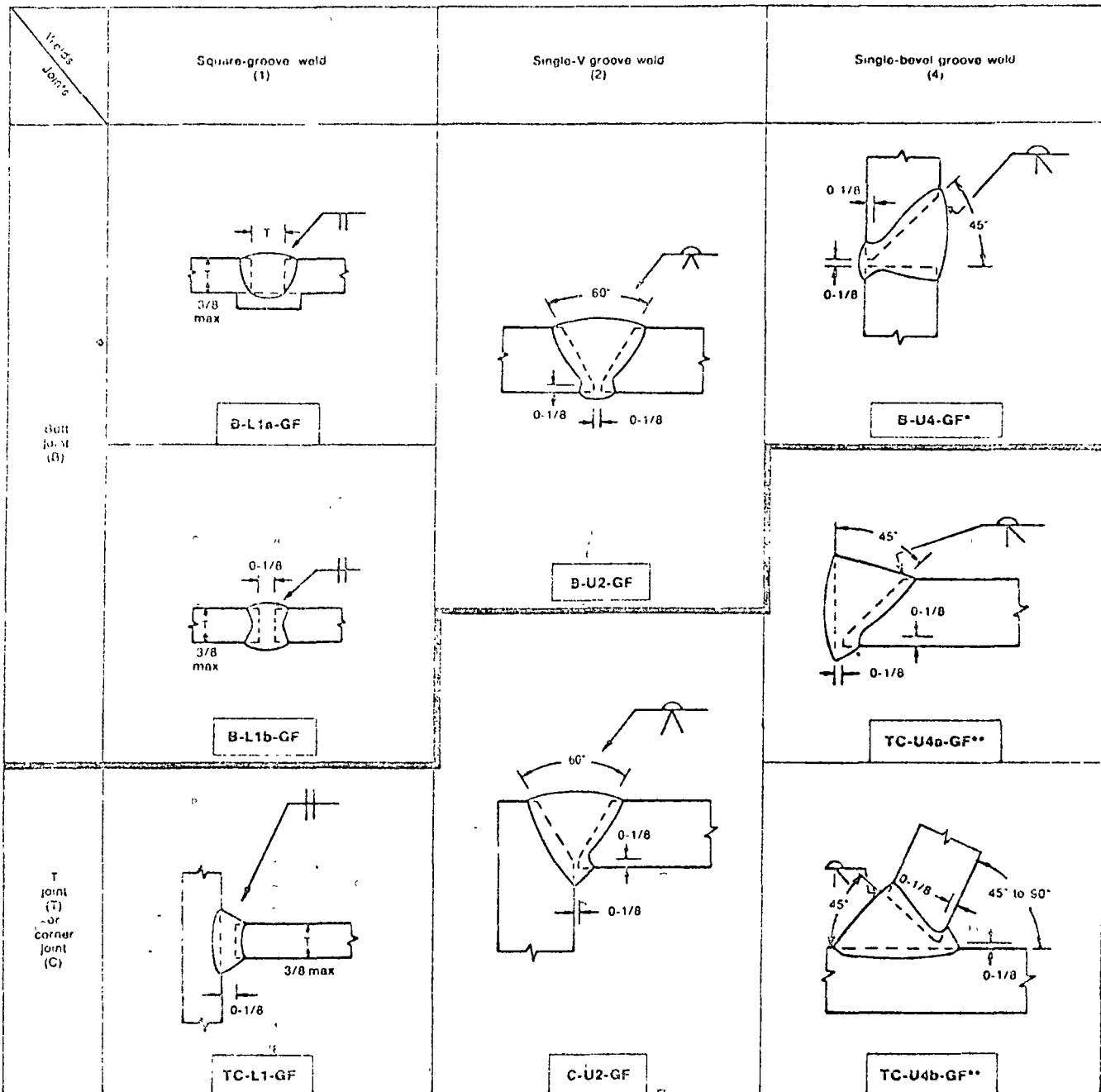
2.14.3 The effective throat of partial joint penetration single- or double-V-, bevel-, J-, and U-groove welds shall be as shown in Table 2.10.3.

2.14.3.1 Shop or working drawings shall specify the groove depths (S) applicable for the effective throat (E) required for the welding process and the position of welding to be used.

2.14.4 The minimum root face of the joints shall be 1/8 in. (3.2 mm).

2.14.5 For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive melting.



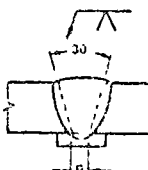
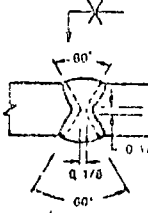
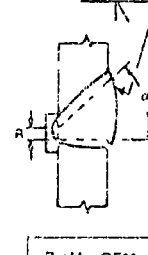
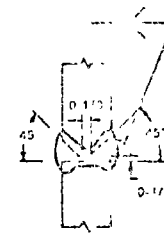
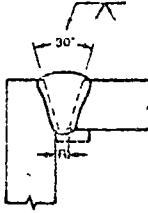
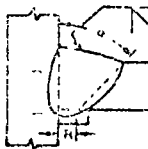
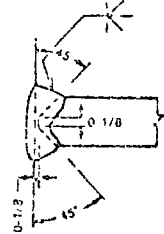


All dimensions in inches.

1. Groove the roots of joints without backing before welding the other side (see 4.18.2)
2. See 2.13.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances
3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to  $T/4$  but need not exceed  $3/8$  in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to  $T/4$  but not more than  $3/8$  in. T is the thickness of the groove weld
4. Not prequalified for gas metal arc welding using short circuiting transfer. Refer to Appendix D.
  - \*Bridge application limits the use of this joint to the horizontal position (See 9.12.1.5)
  - \*\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.13.1—Complete joint penetration prequalified gas metal arc and flux cored arc welded joints—base metal of limited thickness (L) and unlimited thickness (U).

18/STRUCTURAL WELDING CODE

Weld Joint	V-groove weld		Bevel-groove weld			
	Single-V groove (2)	Double V-groove (3)	Single bevel groove (4)	Double bevel groove (5)		
Butt joint (B)	 <b>B-U2a-GF</b>	 <b>B-U3-GF</b>	 <b>B-U4a-GF**</b>	 <b>B-U5-GF**</b>		
	T joint (T) or corner joint (C)	 <b>C-U2a-GF</b>		 <b>TC-U4c-GF***</b>	 <b>TC-U5-GF***</b>	
<b>Limitations for joints B-U2a-GF and C-U2a-GF</b>			<b>Limitations for joints B-U4a-GF, TC-U4c-GF and TC-U5a-GF</b>			
Shielding	Positions	R.	Shielding	Position	$\alpha$	R
Gas shielded	F, V & C only	3/16	Gas shielded	All	30°	3/16
No gas shielding	Flnt only V & C only	3/8 1/4	No gas shielding	Flat only; All	30° 45°	3/8 1/4

All dimensions in inches

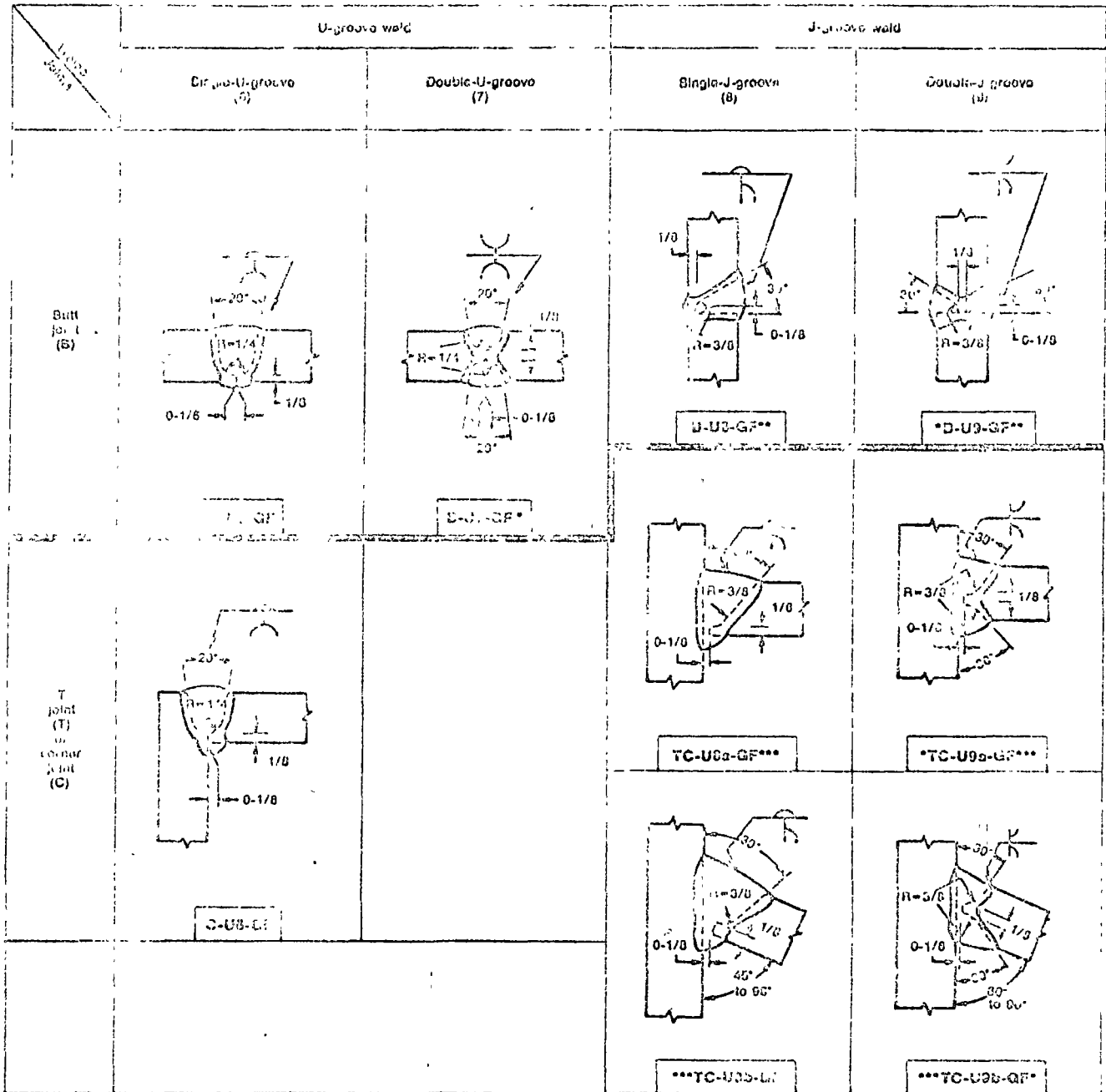
1. Gouge roots of joints without backing before welding other side (see 4.18.2).
2. See 2.13.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances.
3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to T/4 but need not exceed 3/8 in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to T/4 but not more than 3/8 in. T is the thickness of the groove weld.
4. Not prequalified for gas metal arc welding using short circuiting transfer. Refer to Appendix D.
5. Groove preparations detailed for prequalified shielded metal arc welded joints may be used for prequalified gas metal arc or flux cored arc welding.

\*The use of these welds shall preferably be limited to base metal thickness of 5/8 in. or larger.

\*\*Bridge application limits the use of these joints to horizontal position (see 9.2.1.5).

\*\*\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

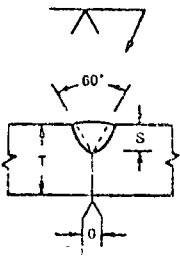
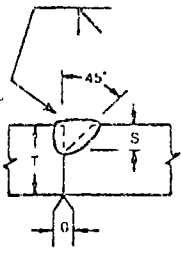
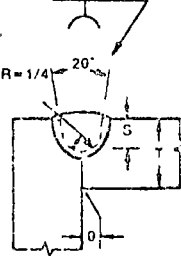
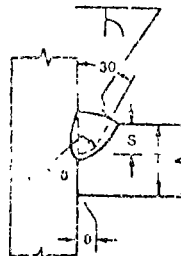
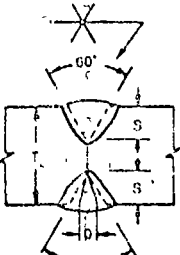
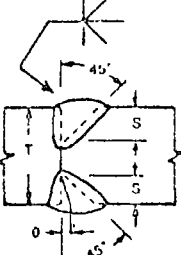
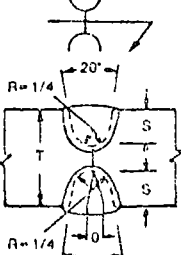
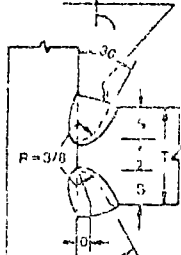
Fig. 2.13.1 cont.—Complete joint penetration prequalified gas metal arc and flux cored arc welded joints—base metal of unlimited thickness (U).



Dimensions in inches.

1. Groove roots of joints without backing before welding other side (see 4.18.2).
  2. See 2.1.2 for allowable variation of dimension and 3.3.4 for workmanship tolerances.
  3. If fillet welds are used in buildings to reinforce groove welds in T and corner joints, they shall be equal to  $T/4$  but need not exceed  $3/8$  in. Groove welds in T and corner joints of bridges shall be reinforced with fillet welds equal to  $T/4$  but not more than  $3/8$  in. T is the thickness of the groove weld.
  4. Not prequalified for gas metal arc welding using short circuiting transfer. Refer to Appendix D.
- \*The use of these welds shall preferably be limited to base metal thickness of  $5/8$  in. or larger.  
 \*\*Bridge application limits the use of these joints to the horizontal position (see 9.12.1.5).  
 \*\*\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.

Fig. 2.13.1 cont.—Complete joint penetration prequalified gas metal arc and flux cored arc welded joints—base metal of unlimited thickness (U).

Weld Joints		V-groove weld	Bevel-groove weld	U-groove weld	J-groove weld
		Single V-groove weld (2)	Single-bevel-groove weld (4)	Single-U-groove weld (6)	Single-J-groove weld (8)
Butt (B), T (T), or corner (C) joints	Minimum root face of joint shall be 1/8 in.	 <p>Effective throat (F) = S**</p> <p><b>BC-P2-GF*</b></p>	 <p>**Effective throat (E) = S***</p> <p><b>****BTC-P4-GF*</b></p>	 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p><b>BC-P6-GF*</b></p>	 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p><b>****BTC-P8-GF*</b></p>
		 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p><b>B-P3-GF</b></p>	 <p>**Effective throat (E) = S***</p> <p><b>****BTC-P5-GF*</b></p>	 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p><b>B-P7-GF</b></p>	 <p>Effective throat (E) = S**</p> <p><b>*BTC-P9-GF**</b></p>

All dimensions in inches

- \*Only corner joints C-P2-GF, C-P4-GF, C-P5-GF, C-P6-GF, C-P8-GF, C-P9-GF are prequalified for bridge application (Sec 9.12.1.2)
  - \*\*Minimum effective throat as shown in Table 2.10.3.
  - \*\*\*Effective throat (E) = S for welds made in the flat or horizontal position, or S = 1/8 in for welds made in vertical or overhead position.
  - \*\*\*\*For corner joints, the outside groove preparation may be in either or both members, provided the basic groove configuration is not changed and adequate edge distance is maintained to support the welding operations without excessive edge melting.
1. See 2.14.2 for allowable variation of dimensions and 3.3.4 for workmanship tolerances
  2. Not prequalified for gas metal arc welding using short circuiting transfer. Refer to Appendix D.

Fig. 2.14.1—Partial joint penetration (P) prequalified gas metal arc and flux cored arc welded joints

## 3. Workmanship

### 3.1 General

3.1.1 All applicable paragraphs of this section shall be observed in the production and inspection of welded assemblies and structures produced by any of the processes acceptable under this code.

3.1.2 All welding and oxygen cutting equipment shall be so designed and manufactured and shall be in such condition as to enable qualified welders, welding operators, and tackers to follow the procedures and attain the results prescribed elsewhere in this code.

3.1.3 Welding shall not be done when the ambient temperature is lower than 0 °F (-18 °C) (see 4.2) when surfaces are wet or exposed to rain, snow, or high wind; or when welders are exposed to inclement conditions.

3.1.4 The sizes and lengths of welds shall be no less than those specified by design requirements and detail drawings, nor shall they be substantially in excess of those requirements without approval. The location of welds shall not be changed without approval.

### 3.2 Preparation of Base Metal

3.2.1 Surfaces and edges to be welded shall be smooth, uniform, and free from fins, tears, cracks, and other discontinuities which would adversely affect the quality or strength of the weld. Surfaces to be welded and surfaces adjacent to a weld shall also be free from loose or thick scale, slag, rust, moisture, grease and other foreign material that would prevent proper welding or produce objectionable fumes. Mill scale that can withstand vigorous wire brushing, a thin rust-inhibitive coating, or antisplatter compound may remain with the following exception: for girders, all mill scale shall be removed from the surfaces on which flange-to-web welds are to be made by submerged arc welding or by shielded metal arc welding with low hydrogen electrodes.

3.2.2 In all oxygen cutting, the cutting flame shall be so adjusted and manipulated as to avoid cutting beyond (inside) the prescribed lines. The roughness of oxygen cut surfaces shall be no greater than that defined by the American National Standards Institute surface roughness value<sup>a</sup> of 1000  $\mu$  in. (25  $\mu$ m) for ma-

terial up to 4 in. (102 mm) thick and 2000  $\mu$  in. (50  $\mu$ m) for material 4 in. to 8 in. (203 mm) thick, with the following exception: the ends of members not subject to calculated stress at the ends shall meet the surface roughness value of 2000  $\mu$  in. Roughness exceeding these values and occasional notches or gouges no more than 3/16 in. (4.8 mm) deep, on otherwise satisfactory surfaces, shall be removed by machining or grinding. Cut surfaces and edges shall be left free of slag. Correction of discontinuities shall beaired to the oxygen cut surfaces with a slope not exceeding one in ten. In oxygen cut edges, occasional notches or gouges less than 7/16 in. (11.1 mm) deep in material up to 4 in. thick, or less than 5/8 in. (15.9 mm) deep in material over 4 in. thick may, with the approval of the Engineer, be repaired by welding. Other discontinuities in oxygen-cut edges shall not be repaired by welding. Any approved weld repairs shall be made by (1) suitably preparing the discontinuity, (2) welding with low hydrogen electrodes not exceeding 5/32 in. (4.0 mm) diameter, (3) observing the applicable requirements of this Code and (4) grinding the completed weld smooth and flush (see 3.6.3) with the adjacent surface to produce a workmanlike finish.

### 3.2.3 Visual Inspection and Repair of Plate Cut Edges<sup>7</sup>

3.2.3.1 In the repair and determination of limits of internal discontinuities visually observed on sheared or oxygen cut edges and caused by entrapped slag or refractory inclusions, deoxidation products, gas pockets, or blow holes, the amount of metal removed shall be the minimum necessary to remove the discontinuity or to determine that the permissible limit is not exceeded. Plate edges may exist at any angle with respect to the rolling direction. All repairs of discontinuities by welding shall conform to the applicable provisions of this code.

3.2.3.2 The limits of acceptability and the repair of visually observed edge discontinuities shall be in accordance with Table 3.2.3, in which the length of discontinuity is the visible long dimension on the plate cut edge and the depth is the distance that the discontinuity extends into the plate from the cut edge.

3.2.3.3 For discontinuities over 1 in. (25.4 mm) in length with depth greater than 1 in., discovered by visual inspection of plate cut edges before welding or

<sup>a</sup>ANSI B46.1 Surface Texture, in micrometers ( $\mu$ m)

<sup>7</sup>The requirements of 3.2.3 may not be adequate in cases of tensile load applied through the thickness of the material.

Table 3.2.3—Limits on acceptability and the repair of cut-edge discontinuities of plate

Description of discontinuity	Plate repair required
Any discontinuity 1 in. (25.4 mm) in length or less	None — need not be explored
Any discontinuity over 1 in. (25.4 mm) in length and 1/8 in. (3.2 mm) maximum depth	None, but the depth should be explored <sup>1</sup>
Any discontinuity over 1 in. (25.4 mm) in length with depth over 1/8 in. (3.2 mm) but not greater than 1/4 in. (6.4 mm)	Remove, need not weld
Any discontinuity over 1 in. (25.4 mm) in length with depth over 1/4 in. (6.4 mm) but not greater than 1 in.	Completely remove and weld <sup>2</sup> Aggregate length of welding shall not exceed 20 percent of the length of the plate edge being repaired
Any discontinuity over 1 in. (25.4 mm) in length with depth greater than 1 in.	See 3.2.3.3

<sup>1</sup>A spot check of ten percent of the discontinuities on the oxygen-cut edge in question should be explored by grinding to determine depth. If the depth of any one of the discontinuities explored exceeds 1/8 in. (3.2 mm) then all of the discontinuities remaining on that edge shall be explored by grinding to determine depth. If none of the discontinuities explored in the ten percent spot check have a depth exceeding 1/8 in. (3.2 mm), then the remainder of the discontinuities on that edge need not be explored.

during examination of welded joints by radiographic or ultrasonic testing, the following procedures should be followed:

(1) Where discontinuities such as (W), (X), or (Y) in Fig. 3.2.3.3 are observed prior to completing the joint, the size and shape of the discontinuity shall be determined by ultrasonic testing. The area of the discontinuity shall be determined as the area of total loss of back reflection, when tested in accordance with the procedure of ASTM A435.

(2) For acceptance, the area of the discontinuity (or the aggregate area of multiple discontinuities) shall not exceed four percent of the plate area (plate length x plate width) with the following exception: if the length of the discontinuity, or the aggregate width of discontinuities on any transverse section, as measured perpendicular to the plate length, exceeds 20 percent of the plate width, the four percent plate area shall be reduced by the percentage amount of the width exceeding 20 percent. (For example, if a discontinuity is 30 percent of the plate width, the area of discontinuity cannot exceed 3.6 percent of the plate area.) The discontinuity on the cut edge of the plate shall be gouged out to a depth of 1 in. (25.4 mm) beyond its intersection with the surface by chipping, air carbon arc gouging, or grinding, and blocked off by welding with the shielded metal arc process in layers not exceeding 1/8 in. (3.2 mm) in thickness.

(3) If a discontinuity, (Z), not exceeding the allowable area in 3.2.3.3(2), is discovered after the joint has been completed and is determined to be 1 in.

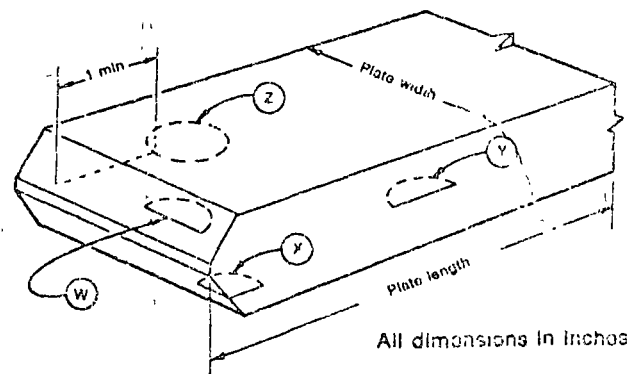


Fig. 3.2.3.3—Edge discontinuities in cut plate.

(25.4 mm) or more away from the face of the weld, as measured on the plate surface, no repair of the discontinuity is required. If the discontinuity (Z) is less than 1 in. away from the face of the weld, it shall be gouged out to a distance of 1 in. from the fusion zone of the weld by chipping, air carbon arc gouging, or grinding. It shall then be blocked off by welding with the shielded metal arc process for at least four layers not exceeding 1/8 in. (3.2 mm) in thickness per layer. Submerged arc or other welding process may be used for the remaining layers.

(4) If the area of the discontinuity (W), (X), (Y), or (Z) exceeds the allowable in 3.2.3.3(2), the plate or subcomponent shall be rejected and replaced, or repaired at the discretion of the Engineer.

(5) The aggregate length of weld repair shall not exceed 20 percent of the length of the plate edge without approval of the Engineer.

(6) All repairs shall be in accordance with this code. Gouging of the discontinuity may be done from either plate surface or edge.

3.2.4 Reentrant corners, except for the corners of weld access cope holes adjacent to a flange, shall be filleted to a radius of no less than 1/2 in. (12.7 mm) for buildings and tubular structures and 3/4 in. (19.0 mm) for bridges. The fillet and its adjacent cuts shall meet without offset or cutting past the point of tangency.

3.2.5 Machining, air carbon arc cutting, oxygen cutting, oxygen gouging, chipping, or grinding may be used for joint preparation, back gouging, or the removal of unacceptable work or metal except that oxygen gouging shall not be used on quenched and tempered steel.

3.2.6 Edges of built-up beam and girder webs shall be cut to the prescribed camber with suitable allowance for shrinkage due to cutting and welding. However, moderate variation from the specified camber tolerance may be corrected by a carefully supervised application of heat.

3.2.7 Corrections of errors in camber of quenched and tempered steel must be given prior approval by the Engineer.

### 3.3 Assembly

3.3.1 The parts to be joined by fillet welds shall be brought into as close contact as practicable. The gap between parts shall normally not exceed 3/16 in. (4.8 mm), except in cases involving shapes or plates 3 in. (76.2 mm) or greater in thickness if, after straightening and in assembly, the gap cannot be closed sufficiently to meet this tolerance. In such cases a maximum gap of 5/16 in. (8.0 mm) is acceptable provided a sealing weld or suitable backing material\* is used to prevent melting thru. If the separation is 1/16 in. (1.6 mm) or greater, the leg of the fillet weld shall be increased by the amount of the separation or the contractor shall demonstrate that the required effective throat has been obtained.

The separation between faying surfaces of lap joints and of butt welds landing on a backing shall not exceed 1/16 in. The use of fillers is prohibited except as specified on the drawings or as specially approved by the Engineer and made in accordance with 2.4.

3.3.2 The parts to be joined by partial joint penetration groove welds parallel to the length of the member, bearing joints excepted, shall be brought into as close contact as practicable. The gap between parts shall not

exceed 3/16 in. (4.8 mm) except in cases involving rolled shapes or plates 3 in. (76.2 mm) or greater in thickness when after straightening and in assembly the gap cannot be closed sufficiently to meet this tolerance. In such cases a maximum gap of 5/16 in. (8.0 mm) is applicable provided a sealing weld or suitable backing material\* is used to prevent melting thru and the final weld meets the requirements for effective throat. Tolerances for bearing joints shall be in accordance with the applicable contract specification.

3.3.3 Abutting parts to be joined by butt welds shall be carefully aligned. Where the parts are effectively restrained against bending due to eccentricity in alignment, an offset not exceeding 10 percent of the thickness of the thinner part joined, but in no case more than 1/8 in. (3.2 mm) may be permitted as a departure from the theoretical alignment. In correcting misalignment in such cases, the parts shall not be drawn in to a greater slope than 1/2 in. (12.7 mm) in 12 in. (304 mm). Measurement of offset shall be based upon center line of parts unless otherwise shown on the drawing.

3.3.4 With the exclusion of electroslag and electrogas welding, and with the exception of 3.3.4.1 for root openings in excess of those permitted in the table below, the dimensions of the cross section of the groove welded joints which vary from those shown on the detail drawings by more than the following tolerances shall be referred to the Engineer for approval or correction:

	Root not gouged*		Root gouged	
	in.	mm	in.	mm
(1) Root face of joint	±1/16	1.6	Not limited	
(2) Root opening of joints without steel backing	±1/16	1.6	+1/16	1.6
Root opening of joints with steel backing	+1/4	6.4	-1/8	3.2
(3) Groove angle of joint	-1/16	1.6	Not applicable	
	±5 deg		±10 deg - 5 deg	

3.3.4.1 Root openings wider than those permitted in 3.3.4, but not greater than twice the thickness of the thinner part or 3/4 in. (19 mm), whichever is less, may be corrected by welding to acceptable dimensions prior to joining the parts by welding. Root openings larger than the above may be corrected by welding only with the approval of the Engineer.

\*Backing to prevent melting thru may be of flux, glass-tape, iron powder or similar materials, by means of shielded metal arc welding root passes deposited with low-hydrogen electrodes, or other arc welding processes.

\*See 10.13.11(3) for tolerances for complete joint penetration tubular groove welds made from one side without backing.

3.3.5 Grooves produced by gouging shall be in accordance with groove profile dimensions as specified in Figs. 2.9.1 through 2.14.1.

3.3.6 Members to be welded shall be brought into correct alignment and held in position by bolts, clamps, wedges, guy lines, struts, other suitable devices, or by tack welds until welding has been completed. The use of jigs and fixtures is recommended where practicable. Suitable allowances shall be made for warpage and shrinkage.

### 3.3.7 Tack Welds

3.3.7.1 Tack welds shall be subject to the same quality requirements as the final welds except that:

(1) Preheat is not mandatory for single pass tack welds which are remelted and incorporated into continuous submerged arc welds.

(2) Discontinuities such as undercut, unfilled craters, and porosity need not be removed before the final submerged arc welding.

3.3.7.2 Tack welds which are incorporated into the final weld shall be made with electrodes meeting the requirements of the final welds and shall be cleaned thoroughly. Multiple pass tack welds shall have cascaded ends.

3.3.7.3 Tack welds not incorporated into final welds shall be removed, except that for buildings, they need not be removed unless required by the Engineer.

## 3.4 Control of Distortion and Shrinkage

3.4.1 In assembling and joining parts of a structure or of built-up members, and in welding reinforcing parts to members, the procedure and sequence shall be such as will minimize distortion and shrinkage.

3.4.2 Insofar as practicable, all welds shall be deposited in a sequence that will balance the applied heat of welding while the welding progresses.

3.4.3 The contractor shall prepare a welding sequence for a member or structure which, in conjunction with the joint welding procedures and overall fabrication methods, will produce members or structures meeting the quality requirements specified. The welding sequence and distortion control program shall be submitted to the Engineer, for information and comment, before the start of welding on a member or structure in which shrinkage or distortion is likely to affect the adequacy of the member or structure.

3.4.4 The direction of the general progression in welding on a member shall be from points where the parts are relatively fixed in position with respect to each other toward points where they have a greater relative freedom of movement.

3.4.5 Joints expected to have significant shrinkage should usually be welded before joints expected to have lesser shrinkage. They should also be welded with as little restraint as possible.

3.4.6 All shop splices in each component part of a cover-plated beam or built-up member shall be made before the component part is welded to other component parts of the member. Long girders or girder sections may be made by shop splicing subsections each made in accordance with this paragraph.

3.4.7 In making welds under conditions of severe external shrinkage restraint, the welding shall be carried continuously to completion or to a point that will insure freedom from cracking before the joint is allowed to cool below the minimum specified preheat and interpass temperature.

## 3.5 Dimensional Tolerances

3.5.1 The dimensions of welded structural members shall conform to the tolerances of (1) the general specifications governing the work, (2) the special dimensional tolerances in 3.5.1.1-3.5.1.2

3.5.1.1 Permissible variations in straightness of welded columns and primary truss members, regardless of cross section, shall not exceed:

Lengths of 45 ft and under

$$\frac{1}{8} \text{ in.} \times \frac{\text{No. of ft of total length}}{10}$$

but not over 3/8 in.

Lengths over 45 ft:

$$\frac{3}{8} \text{ in.} + \frac{1}{8} \text{ in.} \times \frac{\text{No. of ft of total length} - 45}{10}$$

3.5.1.2 Permissible variations in straightness of welded beams or girders, regardless of cross section, where there is no specified camber or sweep, shall not exceed:

$$\frac{1}{8} \text{ in.} \times \frac{\text{No. of ft of total length}}{10}$$



3.5.1.3 Permissible variation in specified camber of welded beams or girders, regardless of cross section, shall not exceed:

-0,  $\pm 1/4$  in. or

$$+1/4 \text{ in.} \times \frac{\text{No. of ft of test length,}}{10}$$

but not to exceed  $3/4$  in.,

$$\text{or } \pm 1/8 \text{ in.} \times \frac{\text{No. of ft from nearest end.}}{10}$$

whichever is greatest, except that for members whose top flange is embedded in concrete without a designed concrete haunch, the permissible variation, in inches, shall not exceed:

$$\pm \frac{\text{No. of ft of total length, or } 1/4 \text{ in.}}{160}$$

whichever is greater.

Note: 3.5.1.3 applies to fabricated pieces before erection.

3.5.1.4 Permissible lateral variation between the center line of the web and the center line of the flange of built-up I or L members at contact surface shall not exceed  $1/4$  in.

3.5.1.5 For permissible variations from flatness of web for girders in building and bridge construction, see 8.13 and 9.23 respectively.

3.5.1.6 Continued warpage and tilt of flange of welded beams or girders shall be determined by measuring the offset at the toe of the flange from a line normal to the plane of the web through the intersection of the center line of the web with the outside surface of the flange plate. This offset shall not exceed  $1/100$  of the total flange width or  $1/4$  in. (6.4 mm), whichever is greater, except that abutting parts to be joined by butt welds shall fulfill the requirements of 3.3.4.

3.5.1.7 Permissible variation from specified depth. The maximum permissible variation from specified depth for welded beams and girders, measured at the web center line, shall not exceed:

For depths up to 36 in. (0.9 m) incl.	$\pm 1/8$ in. (3.2 mm)
For depths over 36 in. to 72 in. (1.8 m) incl.	$\pm 3/16$ in. (4.8 mm)
For depths over 72 in.	$\pm 5/16$ in. (8.0 mm)
	$-3/16$ in. (4.8 mm)

3.5.1.8 Bearing at Points of Loading. The bearing ends of bearing stiffeners shall be flush and square with the web and shall have at least 75 percent of this area in contact with the inner surface of the flanges. The outer surface of the flanges when bearing against a steel base or seat shall fit within 0.010 in. (0.25 mm) for 75 percent of the projected area of web and stiffeners and not more than  $1/32$  in. (0.8 mm) for the remaining 25 percent of the projected area. Girders without stiffeners shall bear on the projected area of the web on the outer flange surface within 0.010 in. and the included angle between web and flange shall not exceed 90 deg in the bearing length.

3.5.1.9 Fit of Intermediate Stiffeners. Where tight fit of intermediate stiffeners is specified it shall be defined as allowing a gap of up to  $1/16$  in. (1.6 mm) between stiffener and flange.

3.5.1.10 Straightness of Intermediate Stiffeners. The out-of-straightness variation of intermediate stiffeners shall not exceed  $1/2$  in. (12.7 mm) with due regard to any members which frame into them.

3.5.1.11 Straightness and Location of Bearing Stiffeners. The out-of-straightness variation of bearing stiffeners shall not exceed  $1/4$  in. (6.4 mm) up to 6 ft (1.8 m) or  $1/2$  in. over 6 ft (12.7 mm). The actual center line of the stiffener shall lie within the thickness of the stiffener as measured from the theoretical center line location.

3.5.1.12 Other Dimensional Tolerances. Dimensional tolerances not covered by 3.5 shall be individually determined and mutually agreed upon by the contractor and the owner with proper regard for erection requirements.

## 3.6 Weld Profiles

3.6.1 The faces of fillet welds may be slightly convex, flat, or slightly concave as shown in Fig. 3.6A, B, and C, with none of the unacceptable profiles shown in Fig. 3.6D. Except at outside corner joints, the convexity shall not exceed the value of 0.1S plus 0.03 in. where S is the actual size of the fillet weld in inches. (See Fig. 3.6C.)

3.6.2 Groove welds shall preferably be made with slight or minimum reinforcement except as may be otherwise provided. In the case of butt and corner joints, the reinforcement shall not exceed  $1/8$  in. (3.2 mm) in height and shall have gradual transition to the plane of the base metal surface (Fig. 3.6E). They shall be free of the discontinuities shown for butt joints in Fig. 3.6F.

3.6.3 Surfaces of butt joints required to be flush shall be finished so as not to reduce the thickness of the thinner base metal or weld metal by more than  $1/32$  in. (0.8 mm) or five percent of the thickness, whichever is smaller, or leave reinforcement that exceeds  $1/32$  in.

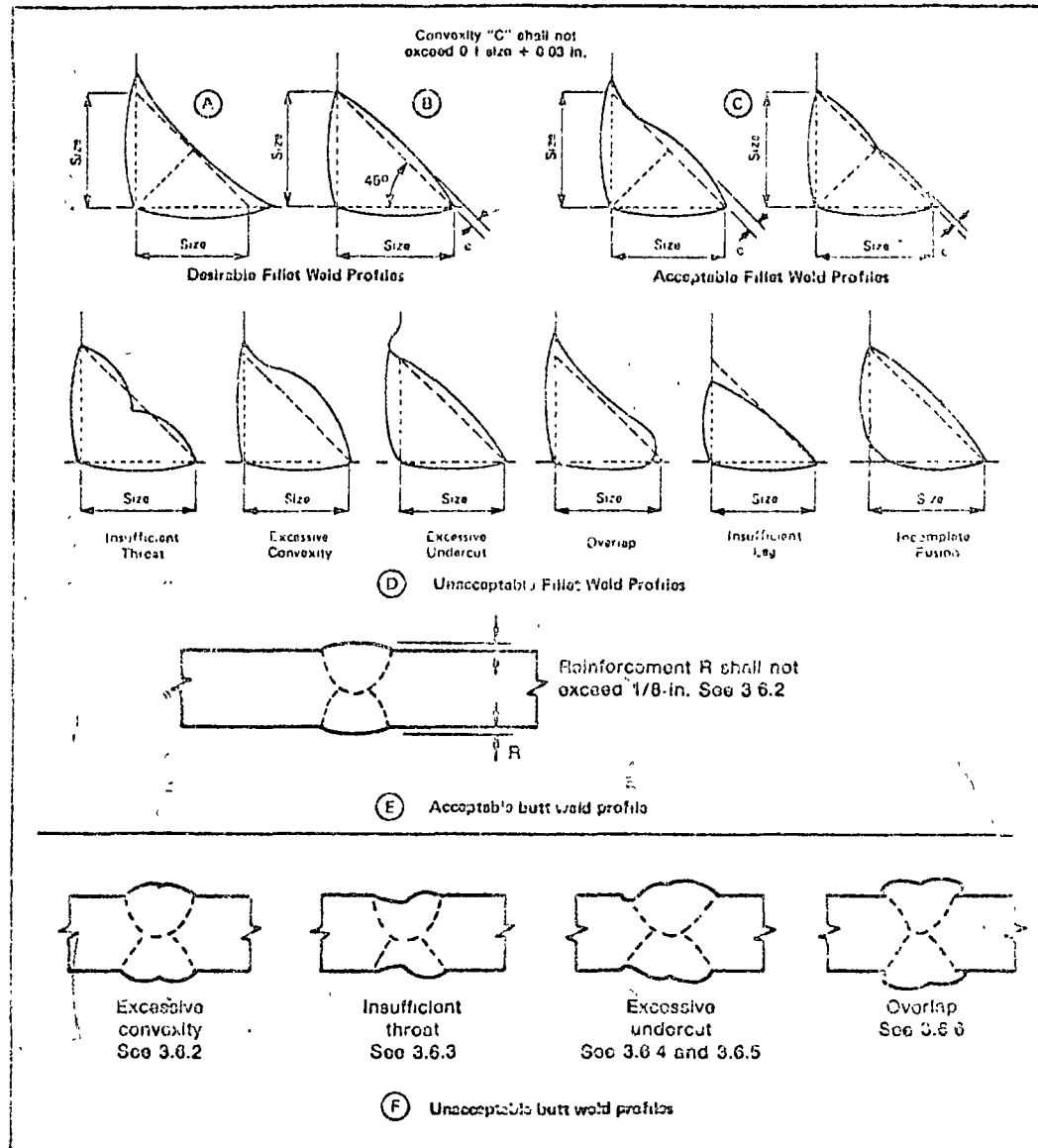


Fig. 3.6—Acceptable and unacceptable weld profiles.

However, all reinforcement must be removed where the weld forms part of a faying or contact surface. Any reinforcement must blend smoothly into the plate surfaces with transition areas free from edge weld undercut. Chipping may be used provided it is followed by grinding. Where surface finishing is required, its roughness value<sup>11</sup> shall not exceed  $250 \mu\text{in.}$  ( $6.3 \mu\text{m}$ ). Surface finished to values of over  $125 \mu\text{in.}$  ( $3.2 \mu\text{m}$ ) through  $250 \mu\text{in.}$  shall be finished parallel to the direction of primary stress. Surfaces finished to values of  $125 \mu\text{in.}$  or less may be finished in any direction.

<sup>11</sup> ANSI D46.1 Surface Texture, in micromches ( $\mu\text{m}$ ).

3.6.4 For buildings and tubular structures, undercut shall be no more than  $0.01 \text{ in.}$  ( $0.25 \text{ mm}$ ) deep when its direction is transverse to primary tensile stress in the part that is undercut, nor more than  $1/32 \text{ in.}$  ( $0.8 \text{ mm}$ ) for all other situations.

3.6.5 For bridges, undercut shall be no more than  $0.01 \text{ in.}$  ( $0.25 \text{ mm}$ ) deep when the weld is transverse to the primary stress in the part that is undercut. Undercut shall be no more than  $1/32 \text{ in.}$  ( $0.8 \text{ mm}$ ) deep when the weld is parallel to the primary stress in the part that is undercut.

3.6.6 Welds shall be free from overlap.

## 3.7 Corrections

3.7.1 The removal of weld metal or portions of the base metal may be done by machining, grinding, chipping, oxygen gouging, or air carbon arc gouging. It shall be done in such a manner that the remaining weld metal or base metal is not nicked or undercut. Oxygen gouging shall not be used in quenched and tempered steel. Unacceptable portions of the weld shall be removed without substantial removal of the base metal. Additional weld metal to compensate for any deficiency in size shall be deposited using an electrode preferably smaller than that used for making the original weld, and preferably not more than 5/32 in. (4.0 mm) in diameter. The surfaces shall be cleaned thoroughly before welding.

3.7.2 The contractor has the option of either repairing an unacceptable weld, or removing and replacing the entire weld, except as modified by 3.7.4. The repaired or replaced weld shall be retested by the method originally used, and the same technique and quality acceptance criteria shall be applied. If the contractor elects to repair the weld, it shall be corrected as follows:

3.7.2.1 **Overlap or Excessive Convexity.** Remove excess weld metal.

3.7.2.2 **Excessive Concavity of Weld or Crater, Undersize Welds, Undercutting.** Prepare surfaces (see 4.5) and deposit additional weld metal.

3.7.2.3 **Excessive Weld Porosity, Excessive Slag Inclusions, Incomplete Fusion.** Remove unacceptable portions (see 3.7.1) and reweld.

3.7.2.4 **Cracks in Weld or Base Metal.** Ascertain the extent of the crack by use of acid etching, magnetic particle inspection, or other equally positive means; remove the crack and sound metal 2 in. (50.8 mm) beyond each end of the crack, and reweld.

3.7.3 Members distorted by welding shall be straightened by mechanical means or by carefully supervised application of a limited amount of localized heat. The temperature of heated areas as measured by approved methods shall not exceed 1100°F (590°C) for quenched and tempered steel nor 1200°F (650°C) (a dull red color) for other steels. The part to be heated for straightening shall be substantially free of stress and from external forces, except those stresses resulting from the mechanical straightening method used in conjunction with the application of heat.

3.7.4 Approval shall be obtained for such corrections as: repairs to base metal (other than those required by 3.2), repair of major or delayed cracks, or for a revised design to compensate for deficiencies.

3.7.5 The Engineer shall be notified before improperly fitted and welded members are cut apart.

3.7.6 If, after an unacceptable weld has been made, work is performed which has rendered that weld inaccessible, or has created new conditions that make correction of the unacceptable weld dangerous or ineffectual, then the original conditions shall be restored by removing welds or members or both before the corrections are made. If this is not done, the deficiency shall be compensated for by additional work performed according to an approved revised design.

## 3.8 Peening

Peening may be used on intermediate weld layers for control of shrinkage stresses in thick welds to prevent cracking. No peening shall be done on the root or surface layer of the weld or in the base metal at the edges of the weld. Care should be taken to prevent overlapping or cracking of the weld or base metal.

## 3.9 Stress Relief Heat Treatment<sup>12</sup>

3.9.1 Where required by the contract drawings or specifications, welded assemblies shall be stress relieved by heat treating. Finish machining shall preferably be done after stress relieving.

3.9.1.1 The stress relief treatment shall conform to the following requirements:

(1) The temperature of the furnace shall not exceed 600 °F (315 °C) at the time the welded assembly is placed in it.

(2) Above 600 °F (315 °C), the rate of heating<sup>13</sup> shall not be more than 400 °F (220 °C) per hour divided by the maximum metal thickness of the thicker part in inches, but in no case more than 400 °F per hour. During the heating period, variation in temperature throughout the portion of the part being heated shall be no greater than 250 °F (140 °C) within any 15 ft (4.6 m) interval of length.

(3) After a maximum temperature of 1100°F (590°C) is reached on quenched and tempered steels, or a mean temperature range between 1100 and 1200°F (650°C) is reached on other steels, the temperature of the assembly shall be held within the specified limits for a time not less than specified in Table 3.9.1.1 based on weld thickness. When the

<sup>12</sup>Stress relieving of weldments of quenched and tempered steel is not generally recommended. Stress relieving may be necessary for those applications where weldments must retain dimensional stability during machining or where stress distortion shall be minimized, neither condition being unique to weldments of quenched and tempered steel. However, the results of notch toughness tests have shown that postweld heat treatment may actually impair weld metal and heat-affected zone toughness and intergranular cracking may sometimes occur in the grain-coarsened region of the weld heat-affected zone.

<sup>13</sup>The rates of heating and cooling need not be less than 100 °F (50 °C) per hour. However, in all cases, consideration of closed chambers and complex structures may indicate reduced rates of heating and cooling to avoid structural damage due to excessive thermal gradients.

specified stress relief is for dimensional stability, the holding time shall be not less than specified in Table 3.9.1.1, based on the thickness of the thicker part. During the holding period there shall be no difference greater than 150 °F (83 °C) between the highest and lowest temperature throughout the portion of the assembly being heated.

**Table 3.9.1.1—Minimum holding time**

1/4 in. (6.4 mm) or less	Over 1/4 in. (6.4 mm) through 2 in. (51 mm)	Over 2 in. (51 mm)
15 min	1 hr/in	2 hrs. plus 15 min. for each additional in. over 2 in. (51 mm)

(4) Above 600 °F (315 °C), cooling shall be done in a closed furnace or cooling chamber at a rate<sup>1)</sup> no greater than 500 °F (275 °C) per hour divided by the maximum metal thickness of the thicker part in inches, but in no case more than 500 °F per hour. From 600 °F (315 °F) the assembly may be cooled in still air.

**3.9.2** Alternatively, when it is impractical to postweld heat treat to the temperature limitations stated in 3.9.1.1, welded assemblies may be stress relieved at lower temperatures for longer periods of time as given in Table 3.9.2.

**Table 3.9.2—Alternative stress relief heat treatment**

Decrease in temperature below minimum specified temperature		Minimum holding time at decreased temperature, hours per inch of thickness
°F	°C	
50	10	-
100	38	-
150	66	-
200	93	10

### 3.10 Cleaning and Protective Coatings

**3.10.1** Slag shall be cleaned from all welds. Welded joints shall not be painted until after the work has been completed and accepted. The surfaces to be painted shall be cleaned of spatter, rust, loose scale, oil, and dirt. Painting shall be performed in accordance with the specifications governing the work.

**3.10.2** Welds to be galvanized shall be blast cleaned or otherwise treated to remove every particle of slag.

## 4. Technique

### Part A General

#### 4.1 Filler Metal Requirements

4.1.1 The electrode, electrode-flux combination, or grade of weld metal for making complete joint penetration butt welds shall be in accordance with Table 4.1.1.

4.1.2 The electrode, electrode-flux combination, or grade of weld metal for complete joint penetration or partial joint penetration groove welds and for fillet welds may be of a lower strength than required for complete joint penetration butt welds provided the weld metal meets the stress requirements (see 8.4, 9.3, or 10.4, whichever is applicable).

4.1.3 After filler metal has been removed from its original package, it shall be protected or stored so that its characteristics or welding properties are not affected.

4.1.4 For exposed, bare, unpainted applications of ASTM A242 and A588 steel requiring weld metal with atmospheric corrosion resistance and coloring characteristics similar to that of the base metal, the electrode, electrode-flux combination, or grade of weld metal shall be in accordance with Table 4.1.4. In multiple pass welds, the weld metal may be deposited so that at least two layers on all exposed surfaces and edges are deposited with one of the filler metals listed in Table 4.1.4, provided the underlying layers are deposited with one of the filler metals specified in Table 4.1.1.

4.1.5 For single pass welding, other than electroslag or electrogas, of exposed, bare, unpainted applications of ASTM A242 and A588 steel requiring weld metal with atmospheric corrosion resistance and coloring characteristics similar to that of the base metal, the following variation from Table 4.1.4 may be made:

4.1.5.1 **Shielded Metal Arc Welding.** Single pass fillet welds up to 1/4 in. (6.4 mm) maximum and 1/4 in. groove welds made with a single pass or single pass each side may be made using an E70XX low-hydrogen electrode.

4.1.5.2 **Submerged Arc Welding.** Single pass fillet welds up to 5/16 in. (8.0 mm) maximum and groove welds made with a single pass or single pass each side may be made using an F7X-EXXX electrode-flux combination.

4.1.5.3 **Gas Metal Arc Welding.** Single pass fillet welds up to 5/16 in. (8.0 mm) maximum and groove welds made with a single pass or single pass each side may be made using an E70S-X electrode.

4.1.5.4 **Flux Cored Arc Welding.** Single pass fillet welds up to 5/16 in. (8.0 mm) maximum and groove welds made with a single pass or single pass each side may be made using an E70F-X electrode.

4.1.6 For electroslag and electrogas welding of exposed, bare, unpainted applications of ASTM A242 and A588 steel requiring weld metal with atmospheric corrosion resistance and coloring characteristics similar to that of the base metal, the mechanical properties of the weld metal shall meet the requirements of Table 4.20 and the chemical composition requirements of Table 4.1.4.

#### 4.2 Preheat and Interpass Temperature Requirements

With the exclusion of stud welding (see 4.28.7) and electroslag and electrogas welding (see 4.24.5), the minimum preheat and interpass temperatures shall be in accordance with Table 4.2 for the welding process being used and for the higher strength steel being welded. Welding shall not be done when the ambient temperature is lower than 0 °F (-18 °C) (Zero °F does not mean the ambient environmental temperature but the temperature in the immediate vicinity of the weld).

Table 4.1.4—Filler metal requirements for exposed bare applications of ASTM A242 and A588 steel

WELDING PROCESS		
Shielded metal arc	Submerged arc	Gas metal arc or Flux cored arc <sup>1</sup>
AWS A5.5 E8016 or 18-G <sup>1</sup>	AWS A5.23 F7X-FXXX-AV <sup>1</sup>	
E8016 or 18-B1 <sup>2</sup>	F7X-EXXX-B1 <sup>2</sup>	62 ksi min YP (430 MPa)
E8016 or 18-B2 <sup>2</sup>	F7X-EXXX-B2 <sup>2</sup>	
E8015 or 18-B2L <sup>2</sup>		72 ksi min TS (495 MPa)
E8016 or 18-C1	F7X-EXXX-Ni <sup>1</sup>	Elon. 18% min
E8016 or 18-C2	F7X-EXXX-Ni2 <sup>1</sup>	
E8016 or 18-C3	F7X-FXXX-Ni3 <sup>1</sup>	

1. Deposited weld metal shall have the following chemical composition: C, max %, 0.12; Mn, %, 0.50/1.30; P, max %, 0.03; S, max %, 0.04; Si, %, 0.35/0.80; Cu, %, 0.30/0.75; N, %, 0.40/0.80; Cr, %, 0.45/0.70.

2. Deposited weld metal shall have a minimum impact strength of Charpy V Notch 20 ft lb (27.1 J) at 0 °F (-18 °C) (or<sup>3</sup> applied to bridges).

3. Use of same type filler metal having next higher mechanical properties as listed in AWS specification is permitted.

4. Deposited weld metal shall have a chemical composition the same as 3 for any one of the weld metals in this table for the shielded metal arc welding process.

Table 4.1.1 — Matching filler metal requirements

STEEL SPECIFICATION REQUIREMENTS					FILLER METAL REQUIREMENTS				
Steel Specification <sup>1,2</sup>	Minimum yield point		Tensile strength range		Electrode specification <sup>1,4</sup>	Minimum yield point		Tensile strength range	
	ksi	MPa	ksi	MPa		ksi	MPa	ksi	MPa
ASTM A36 <sup>3</sup>	36	250	58-80	345-550	SMAW AWS A5.1 or A5.5 E60XX or E70XX	50	345	67 min	460
ASTM A53 Grade B	35	240	60 min	415 min					
ASTM A106 Grade B	35	240	60 min	415 min					
ASTM A131 Grades A, B, C, CS, D, E	32	220	58-71	400-490					
ASTM A139 Grade B	35	240	60 min	415 min					
ASTM A381 Grade Y55	35	240	60 min	415 min					
ASTM A500 Grade A	33/39	230/270	45 min	310 min	SAW AWS A5.17 or A5.23	50	345	62-80	425-550
ASTM A500 Grade B	42/46	290/320	58 min	400 min					
ASTM A501	36	250	58 min	400 min	F6X-EXXX or F7X-EXXX	60	415	70-95	485-655
ASTM A516 Grade 55	30	205	55-65	380-450					
ASTM A516 Grade 60	32	220	60-72	415-495	GMAW AWS A5.18 E70S-X or E70U-1	60	415	72 min	495
ASTM A524 Grade I	35	240	60-85	415-585					
ASTM A524 Grade II	30	205	55-80	380-550					
ASTM A529	42	290	60-85	415-495					
ASTM A570 Grade D	40	275	55 min	380 min					
ASTM A570 Grade E	42	290	58 min	400 min					
ASTM A573 Grade 65	35	240	65-77	450-530	FCAW AWS A5.20 E60T-X E70T-X (Except -2 & -3)	50	345	62 min	425
ASTM A709 Grade 36 <sup>5</sup>	36	250	58-80	345-550					
API 5L Grade B	35	240	60	415					
API 5LX Grade 42	42	290	60	415					
ABS Grades A, B, D, CS, DS			58-71	400-490					
Grade E <sup>6</sup>			58-71	400-490					
ASTM A131 Grades AH32, DH32, EH32	45.5	315	68-85	470-585	SMAW AWS A5.1 or A5.5 E70XX <sup>7</sup>	57	395	70 min	485
ASTM A131 Grades AH36, DH36, EH36	51	350	71-90	490-620					
ASTM A242 <sup>8</sup>	42-50	290-345	63-70 min	435-485					
ASTM A441	42-50	290-345	63-70 min	450-530					
ASTM A516 Grade 65	35	240	65-77	450-530					
ASTM A516 Grade 70	38	260	70-85	485-585					
ASTM A537 Class 1	50	345	70-90	485-620	SAW AWS A5.17 or A5.23 F7X-EXXX	50	415	62-80	425-550
ASTM A572 Grade 42	42	290	60 min	415 min					
ASTM A572 Grade 45	45	310	60 min	415 min					
ASTM A572 Grade 50	50	345	65 min	450 min					
ASTM A572 Grade 55	55	380	70 min	485 min					
ASTM A588 <sup>9</sup> (4 in and under)	50	345	70 min	435 min					
ASTM A595 Grade A	55	380	65 min	450 min	GMAW AWS A5.18 E70S-X or E70U-1	60	415	72 min	495
ASTM A595 Grade B and C	60	415	70 min	485 min					
ASTM A606 <sup>9</sup>	45	310	65 min	450 min					
ASTM A607 Grade 50	45	310	60 min	415 min					
ASTM A607 Grade 55	50	345	65 min	450 min					
ASTM A607 Grade 60	55	380	70 min	485 min					
ASTM A607 Grade 65	60	415	70 min	485 min					

ASME A633 Grade A, B <sup>a</sup> Grade C, D (2-1/2 in. and under)	42 50	290 345	63-83 70-90	435-570 485-620			
ASTM A709 Grade 50 Grade 50W	50 50	345 345	65 min 70 min	450 min 485 min	FCAW AWS A5.20 E70T-X (Except -2 & -3)	60	415 495
API 2H <sup>a</sup> ABS Grades AH32, DH32, EH32 Grades AH35, DH35, EH35 <sup>a</sup>	42 45 51	290 315 350	62-80 71-90 71-90	430-550 560-620 560-620			
ASTM A572 Grade 60 Grade 65	60 65	415 450	75 min 80 min	515 min 550 min	SMAW AWS A5.5 E80XX <sup>a</sup>	67	450 495
ASTM A537 Class 2 <sup>a</sup> ASTM A633 Grade E <sup>a</sup>	60 60	415 415	80-100 80-100	550-690 550-690	SAW AWS A5.23 F8X-EXXX <sup>a</sup>	68	470 550-650
					GMAW Grade E80S <sup>a</sup>	65	450 550
					FCAW Grade E80T <sup>a</sup>	68	470 550-655
ASTM A514 over 2-1/2 in. (63 mm) ASTM A709 Grades 100, 100W 2-1/2 to 4 in. (63 to 102 mm)	90 90	620 620	100-130 100-130	690-895 690-895	SMAW AWS A5.5 E100XX	87	600 690
					SAW AWS A5.23 F10X-EXXX <sup>a</sup>	88	605 690-895
					GMAW Grade E100S <sup>a</sup>	90	620 690
					FCAW Grade E100T <sup>a</sup>	88	605 690-790
ASTM A514 2-1/2 in. (63 mm) and under ASTM A517 ASTM A709 Grades 100, 100W 2-1/2 in. (63 mm) and under	100 100 100	690 690 690	110-130 115-135 110-130	760-895 795-930 760-895	SMAW AWS A5.5 E110XX <sup>a</sup>	97	670 760
					SAW AWS A5.23 F11X-EXXX <sup>a</sup>	98	675 760-895
					GMAW Grade E110S <sup>a</sup>	98	675 760
					FCAW Grade E110T <sup>a</sup>	98	675 760-860

<sup>a</sup>In joints involving base metals of two different yield points or strengths, filler metal electrodes applied to the lower strength base metal may be used, except that if the higher strength base metal requires low hydrogen electrodes, they shall be used.

<sup>a</sup>Match API Standard "B" (fabricated tubes) according to steel used.

When welds are to be stress relieved, the deposited weld metal shall not exceed 0.05 percent vanadium.

See 4.20 for electrolytic and electroslag weld metal requirements.

Only low hydrogen electrode shall be used when welding A709 Grade 30 steel

more than 1 in. thick for bridges.

<sup>a</sup>Special welding materials and procedures (e.g. E90XX low alloy electrodes) may be required to match high toughness of base metal (for applications involving impact loading or low temperature) or for atmospheric corrosion and weathering characteristics (see 4.1.4).

<sup>a</sup>Low hydrogen classification only.

<sup>a</sup>Deposited weld metal shall have a minimum impact strength of 20 ft-lb (27 J) at 0°F (-18°C) when Charpy V-notch specimens are used. This requirement is applicable only to bridges.

Table 4.2—Minimum preheat and interpass temperature<sup>3, 4</sup>

Steel Specification	Welding Process	Thickness of Thickest Part at Point of Welding		Minimum Temperature	
		in	mm	°F	°C
ASTM A36 <sup>2</sup> ASTM A53 Grade B ASTM A106 Grade B ASTM A131 Grades A, B, C, CS, D, E ASTM A139 Grade B ASTM A381 Grade Y35 ASTM A500 Grade A ASTM A501 Grade B	Shielded metal arc welding with other than low hydrogen electrodes	Up to 3/4	19 incl.	None <sup>1</sup>	
ASTM A516 Grades 55 & 60 ASTM A524 Grades I & II ASTM A529 ASTM A570 Grades D & E ASTM A573 Grade 65 ASTM A709 Grade 36 <sup>2</sup>		over 3/4 thru 1-1/2	19 38 incl.	150	66
API 5L Grade B API 5LX Grade 42 ABS Grades A, B, D, CS, DS Grade E		over 1-1/2 thru 2-1/2	38 64	225	107
		over 2-1/2	64	300	150
ASTM A36 <sup>2</sup> ASTM A53 Grade B ASTM A106 Grade B ASTM A131 Grades A, B, C, CS, D, E AH 32 & 36 DH 32 & 36 EH 32 & 36 ASTM A139 Grade B ASTM A242 ASTM A381 Grade Y35 ASTM A441 ASTM A500 Grade A ASTM A501 Grade B ASTM A516 Grades 55 & 60 65 & 70 ASTM A524 Grade I & II ASTM A529 ASTM A537 Classes 1 & 2	Shielded metal arc welding with low hydrogen electrodes, submerged arc welding, gas metal arc welding, flux cored arc welding	Up to 3/4	19 incl.	None <sup>1</sup>	
ASTM A570 Grades D & E ASTM A572 Grades 42, 45, 50 ASTM A573 Grade 65 ASTM A588 ASTM A595 Grades A, B, C ASTM A606 ASTM A607 Grades 45, 50, 55 ASTM A618 ASTM A633 Grades A, B Grades C, D ASTM A709 Grades 36, 50, 50W API 5L Grade B API 5LX Grade 42 API Spec. 2H ABS Grades AH 32 & 36 DH 32 & 36 EH 32 & 36 ABS Grades A, B, D, CS, DS Grade E		over 3/4 thru 1-1/2	19 38 incl.	50	10
		over 1-1/2 thru 2-1/2	38 64 incl.	150	66
		over 2-1/2	64	225	107
ASTM A572 Grades 55, 60, 65 ASTM A633 Grade E	Shielded metal arc welding with low hydrogen electrodes, submerged arc welding, gas metal arc welding, flux cored arc welding	Up to 3/4	19 incl.	50	10
		over 3/4 thru 1-1/2	19 38 incl.	150	66
		over 1-1/2 thru 2-1/2	38 64 incl.	225	107
		over 2-1/2	64	300	150



Table 4.2 (cont.)—Minimum preheat and interpass temperatures

ASTM A514 ASTM A517 ASTM A709 Grades 100 & 100W	Shielded metal arc welding with low hydrogen electrodes, submerged arc welding with carbon or alloy steel wire, neutral flux, gas metal arc welding or flux cored arc welding	Up to 3/4	19 incl	50	10
		over 3/4 thru 1-1/2	38 incl	125	50
		over 1-1/2 thru 2-1/2	64 incl	175	80
		over 2-1/2	64	225	100
ASTM A514 ASTM A709 Grades 100 & 100W	Submerged arc welding with carbon steel wire, alloy flux	Up to 3/4	19 incl.	50	10
		over 3/4 thru 1-1/2	38 incl.	200	95
		over 1-1/2 thru 2-1/2	64 incl	300	150
		over 2-1/2	64	400	200

When the base metal temperature is below 32°F (0°C), the base metal shall be preheated to at least 70°F (21°C) and this minimum temperature maintained during welding.

Only low hydrogen electrodes shall be used when welding A36 or A709 Grade 36 steel more than 1 in. thick for bridges.

Welding shall not be done when the ambient temperature is lower than 0°F (-18°C). When the base metal is below the temperature listed for the welding process being used and the thickness of material being welded, it shall be preheated (except as otherwise provided) in such manner that the surfaces of the parts on which weld metal is being deposited are at or above the specified minimum temperature for a distance equal to the thickness of the part being welded, but not less than 3 in. (76 mm), both laterally and in advance of the welding. Preheat and interpass temperatures must be sufficient to prevent crack formation. Temperature above the minimum shown may be required for highly restrained welds. For quenched and tempered steel the maximum preheat and interpass temperature shall not exceed 400°F (205°C) for thicknesses up to 1-1/2 in. (38.1 mm) inclusive, and 450°F (230°C) for greater thicknesses. Heat input when welding quenched and tempered steel shall not exceed the steel producer's recommendation.

In joints involving combinations of base metals, preheat shall be as specified for the higher strength steel being welded.

**NOTE**

For modification of preheat requirements for submerged arc welding with multiple electrodes see 4.15.5.

Zero °F (-18°C) does not mean the ambient environmental temperature but the temperature in the immediate vicinity of the weld. The ambient environmental temperature may be below 0°F, but a heated structure or shelter around the area being welded could maintain the temperature adjacent to the weldment at 0°F or higher.

The ambient environmental temperature may be below 0 °F but a heated structure or shelter around the area being welded could maintain the temperature adjacent to the weldment at 0 °F or higher.) When the base metal is below the specified minimum temperature, it shall be preheated so that the parts on which weld metal is being deposited are at or above the specified minimum temperature for a radius equal to the thickness of the part being welded, but not less than 3 in. (76.2 mm) in all directions from the point of welding. Preheat and interpass temperatures must be sufficient to prevent crack formation, and temperatures above the specified minimum may be required for highly restrained welds. In joints involving combinations of base metals, preheat shall be as specified for the higher strength steel being welded.

### 4.3 Heat Input Control for Quenched and Tempered Steel

When quenched and tempered steels are welded, the heat input shall be restricted in conjunction with the maximum preheat and interpass temperatures required (by reason of base metal thicknesses) The above limitations shall be in strict accordance with the steel producer's recommendations. The use of stringer beads to avoid overheating is strongly recommended. Oxygen gouging of quenched and tempered steels is not permitted.

### 4.4 Arc Strikes

Arc strikes outside of the area of permanent welds should be avoided on any base metal. Cracks or blemishes caused by arc strikes shall be ground to a smooth contour and checked to ensure soundness.

### 4.5 Weld Cleaning

Before welding over previously deposited metal, all slag shall be removed and the weld and adjacent base metal shall be brushed clean. This requirement shall apply not only to successive layers but also to successive beads and to the crater area when welding is resumed after any interruption. It shall not, however, restrict the making of plug and slot welds in accordance with Appendix A.

### 4.6 Groove Weld Termination

4.6.1 Groove welds shall be terminated at the ends of a joint in a manner that will ensure sound welds. Whenever possible, this shall be done by the use of extension bars or run-off plates.

4.6.2 In building construction, extension bars or run-off plates need not be removed unless required by the Engineer.

4.6.3 In bridge construction, extension bars and run-off plates shall be removed upon completion and cooling of the weld, and the ends of the weld made smooth and flush with the edges of the abutting parts.

## 4.7 Groove Weld Backing

4.7.1 Groove welds made with the use of steel backing shall have the weld metal thoroughly fused with the backing. On bridge structures, steel backing of welds that are transverse to the direction of computed stress shall be removed and the joint shall be finished smooth or ground. Steel backing of welds that are longitudinal with the direction of stress or are not subject to computed stress need not be removed, unless so specified by the Engineer.

4.7.2 Steel backing of welds used in buildings or tubular structures need not be removed unless required by the Engineer.

4.7.3 Steel backing shall be made continuous for the full length of the weld. All necessary joints in the steel backing shall be complete joint penetration butt welds meeting all workmanship requirements of Section 3 of this code.

## 4.8 Caulking

Caulking of welds shall not be permitted.

## Part B

### Shielded Metal Arc Welding

## 4.9 Electrodes for Shielded Metal Arc Welding

4.9.1 Electrodes for shielded metal arc welding shall conform to the requirements of the latest edition of AWS A5.1, Specification for Mild Steel Covered Arc Welding Electrodes, or to the requirements of AWS A5.5, Specification for Low-Alloy Steel Covered Arc Welding Electrodes.

4.9.2 All electrodes having low hydrogen coverings conforming to AWS A5.1 shall be purchased in hermetically-sealed containers or shall be dried for at least two hours between 450 °F (230 °C) and 500 °F (260 °C) before they are used. Electrodes having low hydrogen coverings conforming to AWS A5.5 shall be

purchased in hermetically-sealed containers or shall be dried at least one hour at temperatures between 700 °F (370 °C) and 800 °F (430 °C) before being used. Electrodes shall be dried prior to use if the hermetically-sealed container shows evidence of damage. Immediately after the opening of the hermetically-sealed container or removal of the electrodes from drying ovens, electrodes shall be stored in ovens held at a temperature of at least 250 °F (120 °C). E70XX electrodes that are not used within four hours, E80XX within two hours, E90XX within one hour, E100XX and E110XX within one-half hour after the opening of the hermetically-sealed container or removal of the electrode from a drying or storage oven shall be redried before use. Electrodes of any classification lower than E100XX, when used for welding ASTM A514 or A517 steels, shall be dried at least one hour at temperatures between 700 and 800 °F (370 and 430 °C) before being used, whether furnished in hermetically-sealed containers or otherwise.

4.9.3 Electrodes that conform to the provisions of 4.9.2 shall subsequently be redried no more than one time. Electrodes that have been wet shall not be used.

4.9.4 When requested by the Engineer, the contractor or fabricator shall furnish an electrode manufacturer's certification that the electrode will meet the requirements of the classification.

## 4.10 Procedures for Shielded Metal Arc Welding

4.10.1 The work shall be positioned for flat position welding whenever practicable.

4.10.2 The classification and size of electrode, arc length, voltage, and amperage shall be suited to the thickness of the material, type of groove, welding positions, and other circumstances attending the work.

4.10.3 The maximum diameter of electrodes shall be as follows:

4.10.3.1 5/16 in. (8.0 mm) for all welds made in the flat position, except root passes.

4.10.3.2 1/4 in. (6.4 mm) for horizontal fillet welds.

4.10.3.3 1/4 in. (6.4 mm) for root passes of fillet welds made in the flat position and groove welds made in the flat position with backing and with a root opening of 1/4 in. or more.

4.10.3.4 5/32 in. (4.0 mm) for welds made with EXX14 and low-hydrogen electrodes in the vertical and overhead positions.

4.10.3.5 3/16 in. (4.8 mm) for root passes of groove welds and for all other welds not included under 4.10.3.1, 4.10.3.2, 4.10.3.3, and 4.10.3.4 above.

4.10.4 The minimum size of a root pass shall be sufficient to prevent cracking.

4.10.5 The maximum thickness of layers subsequent to the root pass of fillet welds and of all layers of groove welds shall be:

4.10.5.1 1/4 in. (6.4 mm) for root passes of groove welds.

4.10.5.2 1/8 in. (3.2 mm) for subsequent layers of welds made in the flat position.

4.10.5.3 3/16 in. (4.8 mm) for subsequent layers of welds made in the vertical, overhead and horizontal positions.

4.10.6 The maximum size fillet weld which may be made in one pass shall be:

4.10.6.1 3/8 in. (9.5 mm) in the flat position.

4.10.6.2 5/16 in. (8.0 mm) in horizontal or overhead positions.

4.10.6.3 1/2 in. (12.7 mm) in the vertical position.

4.10.7 The progressions for all passes in vertical position welding shall be upwards except that undercut may be repaired vertically downwards when preheat is in accordance with Table 4.2 but not lower than 70 °F (21 °C). However, when tubular products are welded, the progression of vertical welding may be upwards or downwards but only in the direction or directions for which the welder is qualified.

4.10.8 Complete joint penetration groove welds made without the use of steel backing shall have the root gouged to sound metal before welding is started from the second side, except as permitted by 10.13.

## Part C

### Submerged Arc Welding

## 4.11 General Requirements

4.11.1 Submerged arc welding may be performed with one or more single electrodes, one or more parallel electrodes, or combinations of single and parallel electrodes. The spacing between arcs shall be such that the slag cover over the weld metal produced by a leading arc does not cool sufficiently to prevent the proper weld deposit of a following electrode. Submerged arc welding with multiple electrodes may be used for any groove or fillet weld pass.

4.11.2 The following paragraphs (4.11.3-4.11.3) governing the use of submerged arc welding are suitable for any steel included in 8.2, 9.2, or 10.2 other than those of the quenched and tempered group. Concerning the latter group, it is necessary to comply with the steel producer's recommendation for maximum permissible heat input and preheat combinations. Such considerations must include the additional heat input produced in simultaneous welding on the two sides of a common member.

4.11.3 The diameter of electrodes shall not exceed 1/4 in. (6.4 mm).

4.11.4 Surfaces on which submerged arc welds are to be deposited and adjacent faying surfaces shall be clean and free of moisture as specified in 3.2.1.

4.11.5 When the joint to be welded requires specific root penetration, as in joints B-L1-S, TC-L1-S, B-L2b-S, C-L2b-S, B-U3a-S, B-L3-S, TC-L4-S, TC-U5-S, and B-U7-S (illustrated in Fig. 2.11.1), unless the joint is back gouged, the contractor shall prepare a sample joint and macroetched cross section to demonstrate the proposed welding procedure will attain the required root penetration. The Engineer at his discretion may accept a radiograph of a test joint or recorded evidence in lieu of the test specified in this paragraph. (The Engineer should accept properly documented evidence of previous qualification tests.)

4.11.6 Roots of groove or fillet welds may be backed by copper, flux, glass tape, iron powder, or similar materials to prevent melting thru. They may also be sealed by means of root passes deposited with low hydrogen electrodes if shielded metal arc welding is used, or by other arc welding processes.

4.11.7 Neither the depth nor the maximum width in the cross section of weld metal deposited in each weld pass shall exceed the width at the surface of the weld pass (see Fig. 4.11.7). This requirement may be waived only if the testing of a welding procedure to the satisfaction of the Engineer has demonstrated that such welds exhibit freedom from cracks, and the same welding procedure and flux-electrode classification are used in construction.

4.11.8 Tack welds (in the form of fillet welds  $3/8$  in. [9.5 mm] or smaller, or in the roots of joints requiring specific root penetration) shall not produce objectionable changes in the appearance of the weld surface or result in decreased penetration. Tack welds not conforming to the preceding requirements shall be removed or reduced in size by any suitable means before welding. Tack welds in the root of a joint with steel backing less than  $5/16$  in. (8.0 mm) thick shall be removed or made continuous for the full length of the joint using shielded metal arc welding with low hydrogen electrodes.

## 4.12 Electrodes and Flux for Submerged Arc Welding

4.12.1 The bare electrodes and flux used in combination for submerged arc welding of steels shall conform to the requirements in the latest edition of AWS A5.17, Specification for Bare Mild Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding, or to the requirements of the latest edition of AWS A5.23, Specification for Bare Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Low Alloy Steel Weld Metal.

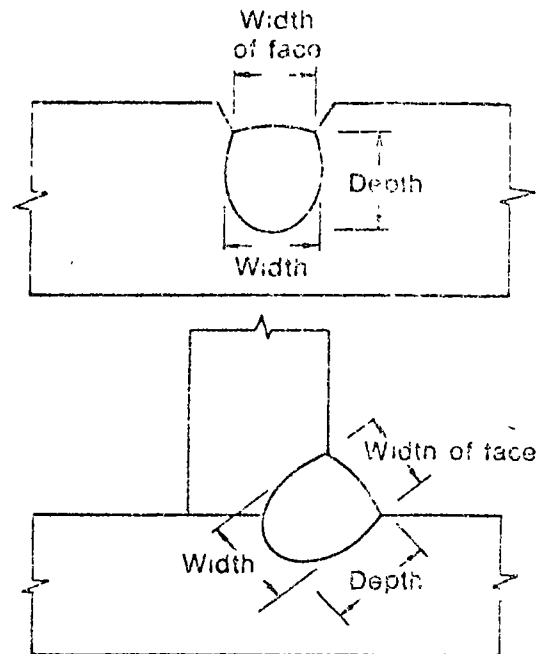


Fig. 4.11.7—Weld pass in which depth and width exceed the width of the weld face.

4.12.2 When requested by the Engineer, the contractor or fabricator shall furnish an electrode manufacturer's certification that the electrode and flux combination will meet the requirements of the classification or grade.

## 4.13 Condition of Flux

Flux used for submerged arc welding shall be dry and free of contamination from dirt, mill scale, or other foreign material. All flux shall be purchased in packages that can be stored, under normal conditions, for at least six months without such storage affecting its welding characteristics or weld properties. Flux from damaged packages shall be discarded or shall be dried at a minimum temperature of  $250^{\circ}\text{F}$  ( $120^{\circ}\text{C}$ ) for one hour before use. Flux shall be placed in the dispensing system immediately upon opening a package, or, if used from an opened package, the top one inch shall be discarded. Flux that has been wet shall not be used. Flux fused in welding shall not be reused.

## 4.14 Procedures for Submerged Arc Welding with a Single Electrode

4.14.1 All submerged arc welds except fillet welds shall be made in the flat position. Fillet welds may be made in either the flat or horizontal position except that single pass fillet welds made in the horizontal position shall not exceed  $5/16$  in. (8.0 mm).

4.14.2 The thickness of weld layers, except root and surface layers, shall not exceed 1/4 in. (6.4 mm). When the root opening is 1/2 in. (12.7 mm) or greater, a multiple pass, split-layer technique shall be used. The split-layer technique shall also be used in making multiple pass welds when the width of the layer exceeds 5/8 in. (15.9 mm).

4.14.3 The welding current, arc voltage, and speed of travel shall be such that each pass will have complete fusion with the adjacent base metal and weld metal and there will be no overlap or undue undercutting. The maximum welding current to be used in making a groove weld for any pass that has fusion to both faces of the groove shall be 600 A except that the final layer may be made using a higher current. The maximum current to be used for making fillet welds in the flat position shall be 1000 A.

#### 4.15 Procedures for Submerged Arc Welding with Multiple Electrodes

4.15.1 Submerged arc welds with multiple electrodes, except fillet welds, shall be made in the flat position. Fillet welds may be made in either the flat or horizontal position, except that single pass multiple electrode fillet welds made in the horizontal position shall not exceed 1/2 in. (12.7 mm).

4.15.2 The thickness of weld layers is not limited. In making the root pass of a groove weld, single or multiple electrodes may be used. Backing bars or root faces shall be of adequate thickness to prevent melting thru. When the width of a surface in a groove on which a layer of weld metal is to be deposited exceeds 1/2 in. (12.7 mm) multiple electrodes shall be displaced laterally or a split-layer technique used to assure adequate corner fusion. When the width of a previously deposited layer exceeds 1 in. (25.4 mm) and two electrodes only are used, a split-layer technique with electrodes in tandem shall be employed.

4.15.3 The welding current, arc voltage, speed of travel, and relative location of electrodes shall be such that each pass will have complete fusion with the adjacent base metal and weld metal and such that there will be no depressions or undue undercutting at the toe of the weld. Excessive concavity of initial passes shall be avoided to prevent cracking in roots of joints under restraint.

4.15.3.1 The maximum welding current in making a groove weld shall be:

(1) 700 A for any single electrode, or for parallel electrodes when making the root layer in a groove having no root opening and which does not fill the groove.

(2) 750 A for any single electrode or 900 A for parallel electrodes when making the root pass in a groove having steel backing or a spacer bar.

(3) 1000 A for any single electrode or 1200 A for parallel electrodes for all other passes except the final layer.

(4) For the final layer there is no restriction on welding current.

4.15.3.2 The maximum welding current to be used in making a fillet weld shall be 1000 A for any single electrode or 1200 A for parallel electrodes.

4.15.4 Multiple electrode welds may also be made in the root of groove or fillet welds using gas metal arc welding followed by multiple submerged arcs, provided that the gas metal arc welding conforms to the requirements of Part D of this Section, and provided the spacing between the gas shielded arc and the first following submerged arc does not exceed 15 in. (380 mm).

4.15.5 Preheat and interpass temperatures for multiple-electrode submerged arc welding shall be selected in accordance with Table 4.2. For single pass groove or fillet welds, for combinations of metals being welded and the heat input involved, and with the approval of the Engineer, preheat and interpass temperatures may be established which are sufficient to reduce the hardness in the heat-affected zones of the base metal to less than 225 Vickers hardness number for steel having a minimum specified tensile strength not exceeding 60 000 psi (415 MPa) and 280 Vickers hardness number for steel having a minimum specified tensile strength greater than 60 000 but not exceeding 70 000 psi (485 MPa).<sup>14</sup>

4.15.5.1 Hardness determinations of the heat-affected zones shall be made on:

(1) Initial macroetch cross sections of a sample test specimen, and

(2) The surface of the member during the progress of the work. The surface shall be ground prior to hardness testing.

(a) The frequency of such heat-affected zone testing shall be at least one test area per weldment on the thicker metal involved in a joint for each 50 ft (15.2 m) of groove welds or pair of fillet welds.

(b) These hardness determinations may be discontinued after the procedure has been established to the satisfaction of the Engineer.

4.15.5.2 No reduction of the preheat requirements of Table 4.2 will be permitted for fillet welds 3/8 in. (9.6 mm) and under in size.

<sup>14</sup>The Vickers hardness number shall be determined in accordance with ASTM E92. If another method of hardness testing is to be used the equivalent hardness number shall be determined from ASTM E140 and testing shall be performed according to the applicable ASTM specification.

## Part D Gas Metal Arc and Flux Cored Arc Welding

### 4.16 Electrodes

**4.16.1** The electrodes and shielding for gas metal arc welding or flux cored arc welding for producing weld metal with minimum specified yield strengths of 60 000 psi (415 MPa) or less, shall conform to the requirements of the latest edition of AWS A5.18, Specification for Mild Steel Electrodes for Gas Metal Arc Welding, or AWS A5.20, Specification for Mild Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding, as applicable.

**4.16.2** For weld metal having a minimum specified yield strength greater than 60 000 psi (415 MPa) the user shall demonstrate that each combination of electrode and shielding proposed for use will produce low

alloy weld metal having the mechanical properties listed below. The mechanical properties shall be determined from a multiple pass weld made in accordance with the test requirements of the latest edition of AWS A5.18 or A5.20 as applicable. When an applicable AWS filler metal specification is issued, it will control, and testing by the user will not be required.

**4.16.3** The mechanical property tests required in 4.16.2 for Grades E100S, E110S, E100T, and E110T shall be made using ASTM A514 base metal.

**4.16.4** The Engineer at his discretion may accept recorded evidence of a combination that has been satisfactorily tested by the user in lieu of the test required in 4.16.2, provided the same welding procedure is used.

**4.16.5** When requested by the Engineer, the contractor or fabricator shall furnish the electrode manufacturer's certification that the electrode will meet the above requirements of classification or grade.

#### U.S. Customary Units

GMAW Grade E80S and  
FCAW Grade E80T

Tensile strength, psi min	80 000
Yield strength, psi min	65 000
Elongation in 2 in. % min	18
Impact strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	20 ft-lb at 0 °F

GMAW Grade E90S and  
FCAW Grade E90T

Tensile strength, psi min	90 000
Yield strength, psi min	78 000
Elongation in 2 in. % min	17
Impact strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	20 ft-lb at 0 °F

GMAW Grade E100S and  
FCAW Grade E100T

Tensile strength, psi min	100 000
Yield strength, psi min	90 000
Elongation in 2 in. % min	16
Impact strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	20 ft-lb at 0 °F

GMAW GRADE E110S and  
FCAW E110T

Tensile strength, psi min	110 000
Yield strength, psi min	98 000
Elongation in 2 in. % min	15
Impact strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	20 ft-lb at 0 °F

#### SI Units

GMAW GRADE E80S and  
FCAW GRADE E80T

Tensile Strength, MPa min	550
Yield Strength, MPa min	450
Elongation in 51 mm, % min	18
Impact strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	27 J at -18 °C

GMAW GRADE E90S and  
FCAW GRADE E90T

Tensile Strength, MPa min	620
Yield Strength, MPa min	540
Elongation in 51 mm, % min	17
Impact Strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	27 J at -18 °C

GMAW GRADE E100S and  
FCAW GRADE E100T

Tensile Strength, MPa min	690
Yield Strength, MPa min	630
Elongation in 51 mm, % min	16
Impact strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	27 J at -18 °C

GMAW GRADE E110S and  
FCAW E110T

Tensile Strength, MPa min	750
Yield Strength, MPa min	670
Elongation in 51 mm, % min	15
Impact Strength, min	
Charpy V-notch <sup>1)</sup>	27 J at -18 °C

<sup>1)</sup> For bridge application only. Base metal requirements, if more restrictive, shall be met.

## 4.17 Shielding Gas

A gas or gas mixture used for shielding in gas metal arc welding or flux cored arc welding shall be of a welding grade having a dew point of  $-40^{\circ}\text{F}$  ( $-40^{\circ}\text{C}$ ) or lower. When requested by the Engineer the gas manufacturer shall furnish certification that the gas or gas mixture is suitable for the intended application and will meet the dew point requirement.

## 4.18 Procedures for Gas Metal Arc and Flux Cored Arc Welding with Single Electrode

4.18.1 The following are the requirements for pre-qualified procedures that are exempt from qualification testing:

4.18.1.1 Electrodes shall be dry and in suitable condition for use.

4.18.1.2 The maximum electrode diameter shall be  $5/32$  in. (1.0 mm) for the flat and horizontal positions,  $3/32$  in. (2.4 mm) for the vertical, and  $5/64$  in. (2.0 mm) for the overhead positions.

4.18.1.3 The maximum size of a fillet weld made in one pass shall be  $1/2$  in. (12.7 mm) for the flat and vertical position,  $3/8$  in. (9.5 mm) for the horizontal position, and  $5/16$  in. (8.0 mm) for the overhead position.

4.18.1.4 The thickness of weld layers, except root and surface layers, shall not exceed  $1/4$  in. (6.4 mm). When the root opening of a groove weld is  $1/2$  in. (12.7 mm) or greater, a multi-pass split-layer technique shall be used. The split-layer technique shall also be used in making all multiple pass welds when the width of the layer exceeds  $5/8$  in. (15.9 mm).

4.18.1.5 The welding current, arc voltage, gas flow, mode of metal transfer, and speed of travel shall be such that each pass will have complete fusion with adjacent base metal and weld metal and there will be no overlap or excessive porosity or undercutting.

4.18.1.6 The progressions for all passes of vertical position welding shall be upwards except that undercut may be repaired vertically downwards, when preheat is in accordance with Table 4.2 but no lower than  $70^{\circ}\text{F}$  ( $21^{\circ}\text{C}$ ). In tubular structures the progression of vertical welding may be upwards or downwards, but only in the direction or directions for which the welder is qualified.

4.18.2 Complete joint penetration groove welds made without the use of backing shall have the root of the initial weld gouged, chipped or otherwise removed to all but traces<sup>16</sup> of the root of the initial weld before welding is started from the second side.

4.18.3 Gas metal arc or flux cored arc welding with external gas shielding shall not be done in a draft or wind unless the weld is protected by a shelter. Such shelter shall be of material and shape appropriate to reduce wind velocity in the vicinity of the weld to a maximum of five miles per hour.

4.18.4 To prevent melting thru, roots of groove or fillet welds may be backed by copper, flux, glass tape, iron powder, or similar materials, or sealed by means of root passes deposited by shielded metal arc welding with low hydrogen electrodes, or other arc welding processes.

## Part E

### Electroslag and Electrogas Welding

## 4.19 Qualification of Process, Procedures, and Joint Details

4.19.1 Prior to use, the contractor shall prepare a procedure specification and qualify each procedure for each process to be used according to the requirements in Section 5. The procedure specification shall include the joint details, filler metal type and diameter, amperage, voltage (type and polarity), speed of vertical travel if not an automatic function of arc length or deposition rate, oscillation (travel speed, length, and dwell time), type of shielding including flow rate and dew point of gas or type of flux, type of molding shoe, postweld heat treatment if used, and other pertinent information.

4.19.2 Electroslag or electrogas welding of quenched and tempered steel is not permitted.

4.19.3 When required by contract drawings or specifications, impact tests shall be included in the welding procedure qualification. The impact tests, requirements, and procedure shall be in accordance with the provisions of Appendix C.

4.19.4 The Engineer, at his discretion, may accept evidence of previous qualification of the joint welding procedures to be employed.<sup>17</sup>

## 4.20 All-Weld-Metal Tension Test Requirements

Prior to use, the contractor shall demonstrate by the tests prescribed in Part B of Section 5 that each combination of shielding and filler metal will produce

<sup>16</sup>Interruption of root

<sup>17</sup>The Engineer should accept properly documented evidence of previous qualification tests.

welds having the mechanical properties listed in Table 4.20 when welded in accordance with the procedure specification. The Engineer at his discretion may accept recorded evidence of a combination that has been satisfactorily tested in lieu of the testing required provided the same welding procedure is used."

#### 4.21 Condition of Electrodes and Guide Tubes

Electrodes and consumable guide tubes shall be dry, clean, and in suitable condition for use.

#### 4.22 Shielding Gas

A gas or a gas mixture used for shielding for electrogas welding shall be of a welding grade and have a dew point of  $-40^{\circ}\text{F}$  ( $-40^{\circ}\text{C}$ ) or lower. When requested by the Engineer, the manufacturer shall furnish certification that the gas or gas mixture is suitable for the intended application and will meet the dew point requirements!

#### 4.23 Condition of Flux

Flux used for electroslag welding shall be dry and free of contamination from dirt, mill scale, or other foreign material. All flux shall be purchased in packages that can be stored, under normal conditions, for at least six months without such storage affecting its welding characteristics or weld properties. Flux from packages damaged in transit or in handling shall be discarded or shall be dried at a minimum temperature of  $250^{\circ}\text{F}$  ( $120^{\circ}\text{C}$ ) for one hour before use. Flux that has been wet shall not be used.

#### 4.24 Procedures for Electroslag and Electrogas Welding

4.24.1 Gas to be used for shielding shall be of a welding grade and shall meet all requirements of the procedure specification. When mixed at the welding site, suitable meters shall be used for proportioning the gases. Percentage of gases shall conform to the requirements of the procedure specification.

4.24.2 Electroslag welding shall not be done in a draft or wind of a velocity greater than five miles per hour.

Table 4.20—All-weld-metal tension test requirements

Weld metal properties for joining	Tensile strength		Yield point		Elongation % in 2 in.
	ksi	MPa	ksi	MPa	
ASTM A36	60	415	36	250	24 <sup>a</sup>
ASTM A242 or A441— Thickness (T) limitations					
$T \leq 3/4$ in. (19.0 mm)	70	485	50	345	22
$3/4 < T \leq 1-1/2$ (38.1 mm)	67	460	46	315	22
$1-1/2 < T \leq 4$ (102 mm)	63	435	42	290	24 <sup>a</sup>
$4 < T \leq 8$ (203 mm)	60	415	40	275	24 <sup>a</sup>
ASTM A572					
Grade 42	60	415	42	290	24 <sup>a</sup>
Grade 45	60	415	45	310	22
Grade 50	65	450	50	345	21
Grade 55	70	485	55	380	20
Grade 60	75	515	60	415	18
Grade 65	80	550	65	450	17
ASTM A588					
Thickness (T) limitations					
$T \leq 4$ in. (102 mm)	70	485	50	345	21 <sup>a</sup>
4 in. $< T \leq 5$ in. (127 mm)	67	460	46	315	21 <sup>a</sup>
5 in. $< T \leq 8$ in.	63	435	42	290	21 <sup>a</sup>

<sup>a</sup>A deduction in specified percentage of elongation of 0.5 percent shall be made for each 1/2 in. (12.7 mm) increase above 3-1/2 in. (88.9 mm). This deduction shall not exceed 3.0 percent.



unless the weld is protected by a shelter. This shelter shall be of a material and shape appropriate to reduce wind velocity in the vicinity of the weld surface to a maximum of five miles per hour.

4.24.3 The type and diameter of the electrodes used shall meet the requirements of the procedure specification.

4.24.4 Welds shall be started in such a manner as to permit sufficient heat build-up for complete fusion of the weld metal to the groove face of the joint. Welds stopped at any point in the length of the joint and restarted after a delay of more than one minute shall be examined for full fusion by nondestructive methods and repaired if necessary in accordance with 4.24.6.

4.24.5 Because of the high heat input characteristic of these processes, preheating is not normally required. However, no welding shall be performed when the temperature of the base metal at the point of welding is below 32 °F (0 °C).

4.24.6 Welds having defects prohibited by 8.15 or 9.25 shall be repaired as permitted by 3.7 utilizing a qualified welding process, or the entire weld shall be removed and replaced.

### Part F Stud Welding

#### 4.25 Scope

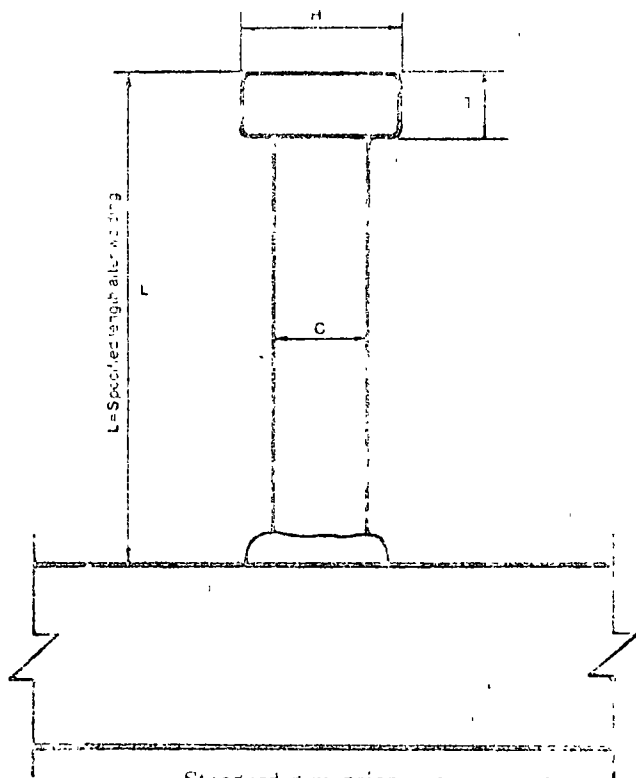
Part F contains provisions for the installation and inspection of steel studs welded to steel, to attach members and connection devices to concrete (as concrete anchors and as shear connectors in composite steel-concrete construction), and to fasten other members and appurtenances.

#### 4.26 General Requirements

4.26.1 The design of studs shall be suitable for arc welding to steel members with automatically timed stud welding equipment. The type, size or diameter, and length of stud shall be as specified by the drawings, specifications, or special provisions as approved by the Engineer. (See Fig. 4.26.1 for dimensions and tolerances of standard type shear connectors).

4.26.2 An arc shield (ferrule) of heat-resistant ceramic or other suitable material shall be furnished with each stud.

4.26.3 A suitable deoxidizing and arc-stabilizing flux for welding shall be furnished with each stud of 5/16 in. (8.0 mm) diameter or larger. Studs less than 5/16 in. in diameter may be furnished with or without flux.



Stud diam C	Standard dimensions, in		Min. head height T
	Length (L) tolerances	Head diam H	
1/2 <sup>+0.000</sup> -0.010	+1/16 -1/8	1 ± 1/64	9/32
5/8 <sup>+0.000</sup> -0.010	+1/16 -1/8	1-1/4 ± 1/64	9/32
3/4 <sup>+0.000</sup> -0.015	+1/16 -1/8	1-1/4 ± 1/64	3/8
7/8 <sup>+0.000</sup> -0.015	+1/16 -1/8	1-3/8 ± 1/64	3/8

Standard dimensions, mm			
12.7 <sup>+0.00</sup> -0.25	+1.6 -3.2	25.4 ± 0.4	7.1
15.9 <sup>+0.00</sup> -0.25	+1.6 -3.2	31.7 ± 0.4	7.1
19.0 <sup>+0.00</sup> -0.38	+1.6 -3.2	31.7 ± 0.4	9.5
22.1 <sup>+0.00</sup> -0.38	+1.6 -3.2	34.9 ± 0.4	9.5

Fig. 4.26.1—Dimensions and tolerances of standard type shear connectors.

4.26.4 Only studs with qualified stud bases shall be used. A stud base, to be qualified, shall have passed the tests prescribed in 4.31. The arc shield used in production shall be the same as used in the qualification tests. Qualification of stud bases in accordance with 4.31 shall be at no expense to the owner.

4.26.5 Finish shall be produced by cold heading, cold rolling, or machining. Finished studs shall be of uniform quality and condition, free of injurious laps, fins, seams, cracks, twists, bends, or other injurious discontinuities. A stud with cracks or bursts deeper than one-half of the distance from the periphery of the head to the shank may be cause for rejection.<sup>14</sup>

4.26.6 Only studs qualified under 4.31 shall be used. When requested by the Engineer, the contractor shall provide the following information:

4.26.6.1 A description of the stud and arc shield.

4.26.6.2 Certification from the manufacturer that the stud base is qualified as specified in 4.26.4. Qualification test data shall be retained in the files of the manufacturer. Copies of the data shall be furnished by the contractor or fabricator on written request of the Engineer.

## 4.27 Mechanical Requirements

4.27.1 Studs shall be made from cold drawn bar stock conforming to the requirements of Specification for Cold Finished Carbon Steel Bars and Shafting, ASTM A108, Grades 1010 through 1020, either semi- or fully-killed.

4.27.1.1 Tensile requirements of shear connector studs, as determined by tests of bar stock after drawing, or of full diameter finished studs, at the manufacturer's option, shall conform to the following:

Tensile strength, psi min	60 000 (415 MPa)
Elongation in 2 in. (50.8 mm) % min	20
Reduction of area, % min	50

4.27.1.2 Studs other than shear connectors shall have a minimum tensile strength of 55 000 psi (480 MPa) and a minimum elongation of 20 percent in 2 in. (50.8 mm). Tests may be made on bar stock after drawing or on full diameter finished studs, at the manufacturer's option.

4.27.2 Tensile requirements shall be determined in accordance with the applicable sections of ASTM A370, Mechanical Testing of Steel Products. When the tensile requirements of 4.27.1.1 are determined from

finished studs, the tension tests may be made on studs welded to test plates of ASTM A36 steel, using a test fixture similar to that shown in Fig. 4.27.2. When the tensile requirements of 4.27.1.2 are determined from finished studs, the ends of the studs may be gripped in the jaws of a tension testing machine. Plates of adequate size may be fillet welded to the unwelded end for studs without heads. If fracture occurs outside the middle half of the gage length, the test shall be repeated.

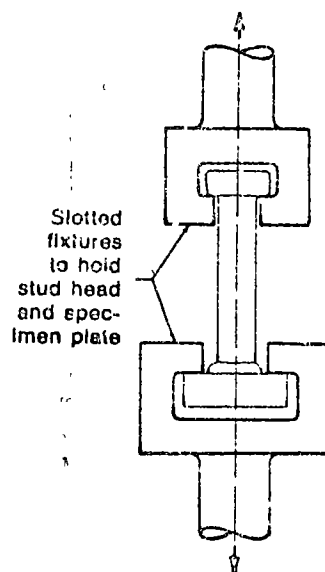


Fig. 4.27.2—Typical tension test fixture.

4.27.3 Upon request by the Engineer, the contractor shall furnish:

(1) The manufacturer's certification that the studs, as delivered, conform to the applicable requirements of 4.26 and 4.27.

(2) Certified copies of the manufacturer's test reports covering the last completed set of in-plant quality control mechanical tests, required by 4.27, for each stock size delivered. These tests shall be made using either finished studs or steel bars for studs of diameters to be furnished under the contract. The quality control tests shall have been made within the six month period before delivery of the studs.

4.27.3.1 When quality control tests are not available, the contractor shall furnish mechanical test reports conforming to the requirements of 4.27. The mechanical tests shall be on either finished studs, or steel bars for studs of diameters to be delivered and selected from material provided by the manufacturer of the studs. The number of tests to be performed shall be specified by the Engineer.

<sup>14</sup>Heads of shear connectors or anchor studs are subject to cracks or bursts, which are names for the same thing. Cracks or bursts designate an abrupt interruption of the periphery of the stud head by radial separation of the metal. Such interruptions do not adversely affect the structural strength, corrosion resistance or other functional requirements of shear connectors or anchor studs.

4.27.4 The Engineer may, at the contractor's expense, select studs of each type and size used under the contract as necessary for checking the requirements of 4.26 and 4.27. These check tests shall be at the owner's expense.

## 4.28 Workmanship

4.28.1 Studs shall be welded to steel members with automatically timed stud welding equipment connected to a suitable power source.

4.28.2 If two or more stud welding guns are to be operated from the same power source, they shall be interlocked so that only one gun can operate at a time, and so that the power source has fully recovered from making one weld before another weld is started.

4.28.3 While in operation, the welding gun shall be held in position without movement until the weld metal has solidified.

4.28.4 At the time of welding, the studs shall be free from rust, rust pits, scale, oil, or other deleterious matter that would adversely affect the welding operation.

4.28.5 The stud base shall not be painted, galvanized, or cadmium plated prior to welding.

4.28.6 The areas on the member to which the studs are to be welded shall be free of scale, rust, or other injurious material to the extent necessary to obtain satisfactory welds. These areas may be cleaned by wire brushing, peening, prick-punching, or grinding.<sup>19</sup>

4.28.7 Welding shall not be done when the base metal temperature is below 0 °F (-18 °C) or when the surface is wet or exposed to falling rain or snow. When the temperature of the base metal is below 32 °F (0 °C), one stud in each 100 studs welded shall be tested by the methods specified in 4.30.1 and 4.30.2 as applicable in addition to the first two tested as specified in 4.29.1 and 4.29.2.

4.28.8 Longitudinal and lateral spacings of stud shear connectors with respect to each other and to edges of beam or girder flanges may vary a maximum of 1 in. (25.4 mm) from the location shown on the drawings, provided the adjacent studs are not closer than 2-1/2 in. (63.5 mm) center to center. The minimum distance from the edge of a stud base to the edge of a flange shall be the diameter of the stud plus 1/8 in. (3.2 mm) but preferably not less than 1-1/2 in. (38.1 mm). Other types of studs shall be so located as to permit a workmanlike assembly of attachments without alterations or reaming.

4.28.9 After welding, arc shields shall be broken free from shear connectors and anchor studs and, where practicable, from all other studs.

4.28.10 The studs, after welding, shall be free of any discontinuities or substances that would interfere with their intended function.

4.28.11 At the option of the contractor, studs may be fillet welded by the shielded metal arc process, provided the following requirements are met:

4.28.11.1 The fillet weld size shall be a minimum of 5/16 in. (8.0 mm).

4.28.11.2 Welding shall be done with low hydrogen electrodes 5/32 or 3/16 in. (4.0 or 4.8 mm) in diameter.

4.28.11.3 The stud base shall be prepared so that the outside circumference of the stud fits tightly against the base metal.

4.28.11.4 All rust and mill scale at the location of the stud shall be removed from the base metal by grinding. The end of the stud shall also be clean.

4.28.11.5 The base metal to which studs are welded shall be preheated in accordance with the requirements of Table 4.2.

## 4.29 Quality Control

### 4.29.1 Shear Connectors

4.29.1.1 The first two stud shear connectors welded on each member, after being allowed to cool, shall be bent to an angle of 30 deg from their original axes by striking the studs with a hammer. If failure occurs in the weld zone of either stud, the procedure shall be corrected and two more studs shall be welded to the member and tested. If either of the second two studs fail, additional welding shall be continued on separate plates until two consecutive studs are tested and found to be satisfactory. Two consecutive studs shall then be welded to the member, tested, and found to be satisfactory before any more production studs are welded to the member.

4.29.1.2 For members having less than 20 stud shear connectors, the stud welding procedure may be tested at the start of each day's production welding period<sup>20</sup> in lieu of testing in accordance with 4.29.1.1. Before use in production, each welding unit shall be used to weld two stud shear connectors to separate test material in the same general position (flat, vertical, overhead, sloping) and of similar thickness. After being allowed to cool, they shall be bent as described in 4.29.1.1. If failure occurs, the procedure shall be corrected and two consecutive studs shall be welded to the

<sup>19</sup>Extreme care should be exercised when welding through metal decking.

<sup>20</sup>A new production period begins with the welding of a given size and type stud with a given welding schedule or with the beginning of each day's production.

test material, tested and found to be satisfactory before any production studs are welded to the member.

**4.29.1.3** The foregoing testing shall be performed after any change in the welding procedure.

**4.29.1.4** If failure occurs in the stud shank, an investigation shall be made to ascertain and correct the cause before more studs are welded.

**4.29.2 For Applications Other Than Shear Connectors:** Before starting the welding operations or at the request of the Engineer, two stud connectors shall be welded to separate material in the same general position (flat, vertical, overhead, sloping) and of similar thickness and material as the member. After being allowed to cool, each stud shall be bent to an angle of 30 deg from its original axis by striking the stud with a hammer. If failure occurs in the weld zone of either stud, the procedure shall be corrected and two successive studs successfully welded and tested before any studs are welded to the member. The foregoing testing shall be performed after any change in the welding procedure. If failure occurs in the stud shank, an investigation shall be made to ascertain and correct the cause before more studs are welded.

**4.29.3** Studs on which a full 360 deg weld fillet<sup>2</sup> is not obtained may, at the option of the stud welding contractor, be repaired by adding a 5/16 in. (8.0 mm) minimum fillet weld in place of the missing weld fillet. The shielded metal arc process with low hydrogen electrodes, 5/32 or 3/16 in. (4.0 or 4.8 mm) in diameter, shall be used in accordance with the requirements of this code. The repair weld shall extend at least 3/8 in. (9.5 mm) beyond each end of the discontinuity being repaired.

**4.29.4** If the reduction in the length of studs as they are welded becomes less than normal, i.e., the length of stud is more than 1/16 in. (1.6 mm) greater than specified, welding shall be stopped immediately and not resumed until the condition has been corrected.

**4.29.5** If an unacceptable stud has been removed from a component subjected to tensile stresses, then the area from which the stud was removed shall be made smooth and flush. Where in such areas base metal has been pulled out in the course of stud removal, shielded metal arc welding with low hydrogen electrodes in accordance with the requirements of this code shall be used to fill the pockets and the weld surface shall be ground flush. In compression areas of members, if stud failures are confined to shanks or fusion zones of studs, a new stud may be welded adjacent to each unacceptable area in lieu of repair and replacement on the existing weld area (see 4.28.8). If metal is torn from the base metal of such areas, the repair provisions shall be the same as for tension areas except that, when the depth of discontinuity is less than 1/8 in. (3.2 mm) and 7 percent of the base metal thickness, the discontinuity may be faired by grinding

in lieu of filling the unacceptable area with weld metal. Where a replacement stud is to be placed in the unacceptable area, the just mentioned repair shall be made prior to welding the replacement stud. Replacement shear connector studs shall be tested by bending to an angle of 15 deg from their original axes. The areas of components exposed to view in completed structures shall be made smooth and flush where a stud has been removed.

## 4.30 Inspection Requirements

**4.30.1** If a visual inspection reveals any stud shear connector that does not show a full 360 deg weld fillet,<sup>2</sup> any stud that has been repaired by welding, or any stud in which the reduction in length due to welding is less than normal, such stud shall be struck with a hammer and bent to an angle of 15 deg from its original axis. For studs showing less than a 360 deg weld fillet, the direction of bending shall be opposite to the missing weld fillet. Studs that crack in the weld, the base metal, or the shank under inspection or subsequent straightening shall be replaced (see 4.30.4).

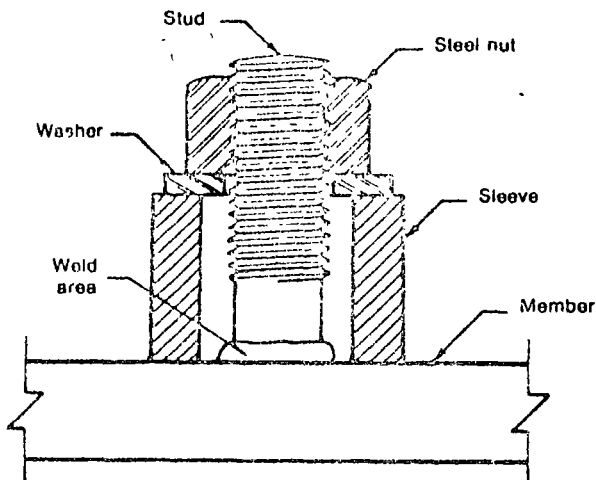
**4.30.2** For studs other than shear connectors, at least one stud in every 100 shall be bent to an angle of 15 deg from its original axis by striking with a hammer. If threaded, the stud shall be torque tested with a calibrated torque wrench to the value given in Fig. 4.30.2 for the diameter and thread of the stud, in a device similar to that shown in Fig. 4.30.2. If the stud fails, the procedures shall be checked in accordance with 4.29.2, and two more of the existing studs shall be bent or torque tested. If either of these two studs fails, all of the studs represented by the tests shall be torque-tested, bend-tested or rejected. For critical structural connections, the Engineer shall designate the type and extent of additional inspection in the contract.

**4.30.3** The Engineer's Inspector, where conditions warrant, may select a reasonable number of additional studs to be subjected to the tests specified in 4.30.1 and 4.30.2.

**4.30.4** The bent stud shear connectors and concrete anchors that show no sign of failure shall be acceptable for use and left in the bent position if no portion of the stud is less than 1 in. (25.4 mm) from a proposed concrete surface. All required bending and straightening shall be done, without heating, before completion of the stud welding operation on the job, except as otherwise provided in the contract.

**4.30.5** If, during the progress of the work, inspection and testing indicate, in the judgment of the Engineer, that the stud welds being produced are not in accor-

<sup>2</sup>The fillet weld profiles shown in Fig. 3.6 do not apply to the weld fillets of automatically timed stud welds.



Dimensions are appropriate to the size of the stud  
Threads of the stud shall be clean and free of lubricant  
other than for the residue of cutting oil.

Required torque for testing threaded studs				
Nominal diameter of studs		Threads per inch and series designated	Testing torque	
in.	mm		ft-lb	J
1/4	6.4	28 UNF	5.0	6.8
1/4		20 UNC	4.2	5.7
5/16	7.9	24 UNF	9.5	12.9
5/16		18 UNC	8.6	11.7
3/8	9.5	24 UNF	17.0	23.0
3/8		16 UNC	15.0	20.3
7/16	11.1	20 UNF	27.0	36.6
7/16		14 UNC	24.0	32.5
1/2	12.7	20 UNF	42.0	57.0
1/2		13 UNC	37.0	50.2
9/16	14.3	18 UNF	60.0	81.4
9/16		12 UNC	54.0	73.2
5/8	15.9	18 UNF	84.0	114
5/8		11 UNC	74.0	100
3/4	19.0	16 UNF	147.0	200
3/4		10 UNC	132.0	180
7/8	22.2	14 UNF	234.0	320
7/8		9 UNC	212.0	285
1	25.4	12 UNF	348.0	470
1		8 UNC	318.0	430

Fig. 4.30.2—Torque testing arrangement and table of testing torques.

dance with this code, the contractor will be required, at his expense, to make the changes (such as welding procedure, welding equipment, and stud base) necessary to secure satisfactory results on studs to be subsequently welded.

4.30.6 At the option and the expense of the owner, the contractor may be required at any time to submit studs of the types used under the contract for check qualification in accordance with the procedures of 4.31.

### 4.31 Stud Base Qualification Requirements

4.31.1 Purpose. The purpose of these requirements is to prescribe tests for manufacturer's certification of a stud base for welding under shop or field conditions.

4.31.2 Responsibility for Tests. The manufacturer shall be responsible for the performance of the qualification tests. These tests may be performed by a testing agency satisfactory to the Engineer. The agency performing the tests shall submit a certified report to the manufacturer of the stud giving procedures and results for all tests including the information listed under 4.31.10.

4.31.3 Extent of Qualification. Qualification of a stud base shall constitute qualification of stud bases with the same geometry, material, flux, and arc shield, of the same diameter and down to, but not including, 1/8 in. (3.2 mm) and smaller nominal diameters.

4.31.4 Duration of Qualification. A size of stud base with arc shield, once qualified, is considered qualified until the manufacturer makes any change in the stud base geometry, material, flux, or arc shield which affects the welding characteristics.

#### 4.31.5 Preparation of Specimens

4.31.5.1 Test specimens shall be prepared by welding representative studs to suitable specimen plates of ASTM A36 steel. Tests for threaded studs shall be on blanks (studs without threads).

4.31.5.2 Studs shall be welded with power source, welding gun, and automatically controlled equipment as recommended by the manufacturer. Welding voltage, current, and time (see 4.31.6) shall be measured and recorded for each specimen. Lift and plunge shall be at the optimum setting as recommended by the manufacturer.

#### 4.31.6 Number of Test Specimens

4.31.6.1 Thirty test specimens shall be welded consecutively with constant optimum time but with current 10 percent above optimum. Optimum current and time shall be the midpoint of the range normally recommended by the manufacturer for production welding.

4.31.6.2 Thirty test specimens shall be welded consecutively with constant optimum time but with current 10 percent below optimum.

#### 4.31.7 Tests

4.31.7.1 Tension Tests. Ten of the specimens welded in accordance with 4.31.6.1 and ten in accordance with 4.31.6.2 shall be subjected to a tension test in a fixture similar to that shown in Fig. 4.27.2, except that studs without heads may be gripped on the unwelded end in the jaws of the tension testing machine. A stud base shall be considered as qualified if all test specimens have a tensile strength equal to or above the minimum specified in 4.27.1.1.

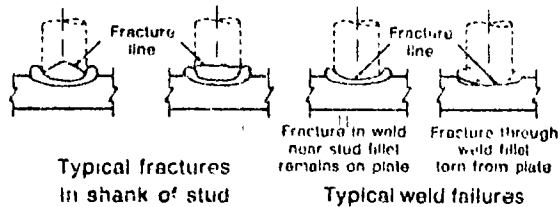
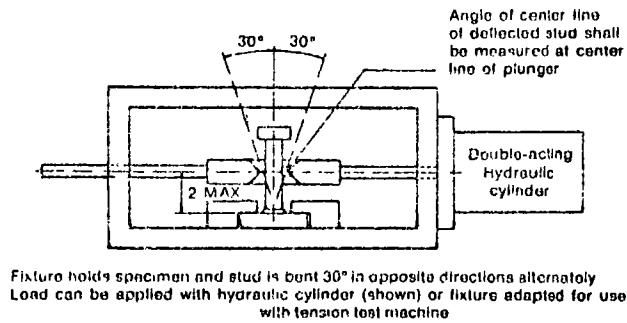


Fig. 4.31.7.2a—Bend testing device.

**4.31.7.2 Bend Tests.** Twenty of the specimens welded in accordance with 4.31.6.1 and twenty in accordance with 4.31.6.2 shall be bend tested by being bent alternately 30 deg from their original axes in opposite directions until failure occurs. Studs shall be bent in a bend-testing device as shown in Fig. 4.31.7.2a, except that studs less than 1/2 in. (12.7 mm) diam, optionally, may be bent using a device as shown in Fig. 4.31.7.2b. A stud base shall be considered as qualified if, on all test specimens, fracture occurs in the plate material or shank of the stud and not in the weld or heat-affected zone.

**4.31.8 Retests.** If failure occurs in a weld or heat-affected zone in any of the bend test groups of 4.31.7.2 or at less than the specified minimum tensile strength of the stud in any of the tension test groups of 4.31.7.1, a new test group (specified in 4.31.6.1 or 4.31.6.2 as applicable) shall be prepared and retested. If such failure repeats, the stud base shall fail to qualify.

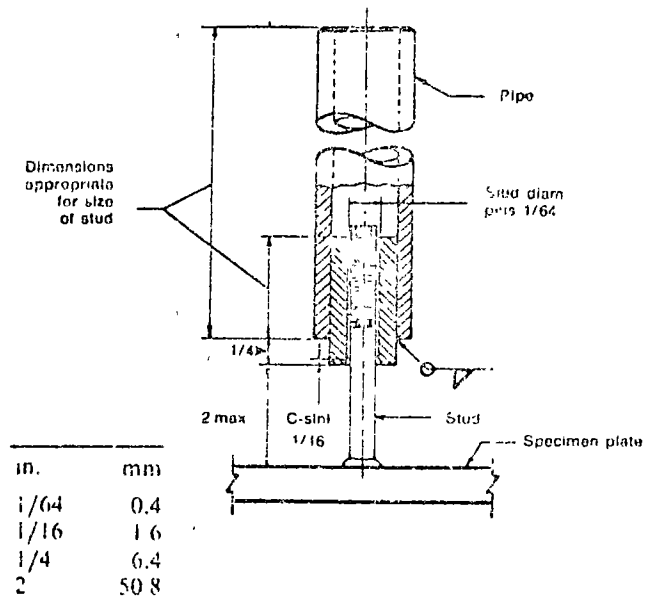


Fig. 4.31.7.2b—Suggested type of device for qualification testing of small studs.

**4.31.9 Acceptance.** For a manufacturer's stud base and arc shield combination to be qualified, each stud of each group of 30 studs shall, by test or retest, meet the requirements prescribed in 4.31.7. Qualification of a given diameter of stud base shall be considered qualification for stud bases of the same nominal diameter (see 4.31.3), stud base geometry, material, flux, and arc shield.

**4.31.10 Manufacturer's Qualification Test Data.** The data shall include the following:

**4.31.10.1** Drawings that show shapes and dimensions with tolerances of studs, arc shields, and, if used, sheet flux.

**4.31.10.2** A complete description of materials used in the studs, including the quantity and type of flux, and a description of the arc shields.

**4.31.10.3** Certified results of laboratory tests required by 4.31.

## 5. Qualification

### Part A

#### General Requirements

##### 5.1 Approved Procedures

5.1.1 Joint welding procedures that conform in all respects to the provisions of Section 2, Design of Welded Connections; Section 3, Workmanship; Section 4, Technique, as well as pertinent provisions of Section 8, Design of New Buildings; Section 9, Design of New Bridges; or Section 10, Design of New Tubular Structures, whichever are applicable, shall be deemed prequalified and are exempt from tests or qualification.

5.1.2 All prequalified joint welding procedures to be used shall be prepared by the manufacturer, fabricator, or contractor as written procedure specifications and shall be available to those authorized to examine them. A suggested form showing the information required in the procedure specification is given in Appendix E.

5.1.3 A combination of qualified or prequalified joint welding procedures may be used without qualification, provided the limitation of essential variables applicable to each process is observed.

##### 5.2 Other Procedures

Except for the procedures exempted in 5.1, joint welding procedures which are to be employed in executing contract work under this code shall be qualified prior to use, to the satisfaction of the Engineer, by tests as prescribed in Part B of this section. The Engineer, at his discretion, may accept evidence of previous qualification of the joint welding procedures to be employed.<sup>21</sup>

##### 5.3 Welders, Welding Operators and Tackers

5.3.1 All welders, welding operators and tackers to be employed under this code shall have been qualified by tests as prescribed in Parts C, D, and E of this section. The Engineer, at his discretion, may accept evidence of previous qualification of the welders, welding operators, and tackers to be employed.<sup>21</sup>

5.3.2 Radiographic examination of a welder's or welding operator's qualification test plate or test pipe may be made in lieu of the guided bend tests prescribed in Parts C and D of this section.

<sup>21</sup>The Engineer should accept properly documented evidence of previous qualification tests.

##### 5.4 Qualification Responsibility

Each manufacturer or contractor shall conduct the tests required by this code to qualify the welding procedures and the welders, welding operators, and tackers who will apply these procedures.

### Part B

#### Procedure Qualification<sup>22</sup>

##### 5.5 Limitation of Variables

5.5.1 When necessary to establish a welding procedure by qualification as required by 5.2 or by contract specifications, the following rules apply and the procedure shall be recorded by the manufacturer or contractor as a procedure specification.

5.5.1.1 Qualification of a welding procedure established with a base metal included in 10.2 and not listed in 5.5.1.2, having a minimum specified yield point less than 50 000 psi (345 MPa) shall qualify the procedure for welding any other base metal or combination of those base metals included in 10.2 that have a minimum specified yield point equal to or less than that of the base metal used in the test.

5.5.1.2 Qualification of a welding procedure established with ASTM A242, A441, A537 Class 1, A572 Gr. 42 through 50, A588, API 5LX Gr. 42, or ABS Gr. AH, DH, or EH shall be considered as procedure qualification for welding the other steels of this group, combinations of them, or with steels included in 10.2 that have a lower minimum specified yield point.

5.5.1.3 Qualification of a welding procedure established with a base metal included in 10.2 having a minimum specified yield strength greater than 50 000 psi (345 MPa) shall qualify the procedure for welding only base metals of the same material specification and grade or type, having the same minimum specified yield strength as the base metal tested, reduction in yield strength for increase in material thickness excepted. For example, a procedure qualified with a 1 in. (25.4 mm) thick 100 000 psi (690 MPa) yield strength base metal also qualifies for a 3 in. (76.2 mm) thick 90 000 psi (620 MPa) yield strength base metal of the same material specification.

5.5.1.4 Qualification of a welding procedure established with a combination of base metals included in 10.2 of different minimum specified yield strengths, one of which is greater than 50 000 psi (345 MPa)

<sup>22</sup>Welding procedures for processes listed in 1.3 qualified in accordance with the requirements of previous editions of this code shall be considered to have qualified under the tests prescribed herein subject to the limitation of variables in 5.5. Any requalifications or new qualifications shall be made in accordance with the requirements of this edition.

shall qualify the procedure for welding that high yield strength base metal to any other of those base metals having a minimum specified yield strength equal to or less than that of the lower strength base metal used in the test.

5.5.1.5 In preparing the procedure specification the manufacturer or contractor shall report the specific values for the essential variables that are specified in 5.5. The suggested form for showing the information required in the procedure specification is given in Appendix E.

5.5.2 The changes set forth in 5.5.2.1 through 5.5.2.5 shall be considered essential changes in a welding procedure and shall require establishing a new procedure by qualification. When a combination of welding processes is used, the variables applicable to each process shall apply.

#### 5.5.2.1 Shielded Metal Arc Welding

(1) A change increasing filler metal strength level (a change from E70XX to E80XX, for example, but not vice versa).

(2) A change from a low hydrogen type electrode to a non-low hydrogen type of electrode, but not vice versa.

(3) An increase in the diameter of the electrode used, over that called for in the procedure specification.

(4) A change of more than 15 percent above or below the specified mean arc voltage and amperage for each size electrode used.<sup>24</sup>

(5) For a specified groove, a change of more than  $\pm 25$  percent in the specified number of passes. If the area of the groove is increased, it is also permissible to increase the number of passes in proportion to the increased area.

(6) A change in position in which welding is done as defined in 5.8.

(7) A change in the type of groove (a change from a V- to a U-groove, for example).

(8) A change exceeding tolerances of 2.9, 2.10, or 10.13 in the shape of any one type of groove involving:

(a) A decrease in the included angle of the groove,

(b) A decrease in the root opening of the groove,

(c) An increase in the root face of the groove,

(d) The omission, but not inclusion, of backing material.

(9) A decrease of more than 25<sup>10</sup>F (13.9 °C) in the minimum specified preheat or interpass temperature.<sup>25</sup>

(10) In vertical welding, a change in the progression specified for any pass from upward to downward or vice versa.

<sup>24</sup>When welding quenched and tempered steel, any change within the limitation of variables shall not increase the heat input beyond the steel producer's recommendations.

<sup>25</sup>The temperature may fall more than 25 °F below the minimum specified, provided: (1) the provisions of 3.4.7 and Table 4.2 are complied with, and (2) the work shall be at the specified minimum temperature at the time of subsequent welding.

(11) The omission, but not the inclusion, of back gouging.

#### 5.5.2.2 Submerged Arc Welding

(1) A change in electrode and flux combination not covered by AWS A5.17 or A5.23.

(2) A change increasing filler metal strength level (from Grade F80 to Grade F90, for example, but not vice versa).

(3) A change in electrode diameter when using an alloy flux.<sup>26</sup>

(4) A change in the number of electrodes used.

(5) A change in the type of current (ac or dc) or polarity when welding quenched and tempered steel or when using an alloy flux.

(6) A change of more than 10 percent above or below the specified mean amperage for each electrode diameter used.<sup>24</sup>

(7) A change of more than 7 percent above or below the specified mean arc voltage for each diameter electrode used.<sup>24</sup>

(8) A change of more than 15 percent above or below the specified mean travel speed.<sup>24</sup>

(9) A change of more than 10 percent or 1/8 in (3.2 mm), whichever is greater, in the longitudinal spacing of the arcs.

(10) A change of more than 10 percent, or 1/16 in. (1.6 mm) whichever is greater, in the lateral spacing of the arcs.

(11) A change of more than  $\pm 10$  deg in the angular position of any parallel electrode.

(12) A change in the angle of electrodes in machine or automatic welding of more than:

(a)  $\pm 3$  deg in the direction of travel.

(b)  $\pm 5$  deg normal to the direction of travel.

(13) For a specified groove, a change of more than  $\pm 25$  percent in the specified number of passes. If the area of the groove is increased, it is also permissible to increase the number of passes in proportion to the increased area.

(14) A change in position in which welding is done as defined in 5.8.

(15) A change in the type of groove (a change from a V- to a U-groove, for example)

(16) A change, exceeding tolerances of 2.11, 2.12, and 3.3.4, in the shape of any one type of groove involving:

(a) A decrease in the included angle of the groove,

(b) A decrease in the root opening of a groove,

(c) An increase in the root face of a groove,

(d) The omission, but not inclusion, of backing material.

(17) A decrease of more than 25 °F (13.9 °C) in the minimum specified preheat or interpass temperature.<sup>25</sup>

<sup>26</sup>An alloy flux is defined as a flux upon which the alloy content of the weld metal is largely dependent.



(18) An increase in the diameter of the electrode used, over that called for in the procedure specification

(19) The addition or deletion of supplemental powdered or granular filler metal or cut wire.

(20) An increase in the amount of supplemental powdered or granular filler metal or cut wire.

(21) If the alloy content of the weld metal is largely dependent on the composition of supplemental powdered filler metal, any change in any part of the joint welding procedure which would result in important alloying elements in the weld metal not meeting the chemical requirements given in the welding procedure specification.

(22) The omission, but not the inclusion, of back gouging.

### 5.5.2.3 Gas Metal Arc Welding

(1) A change in electrode and method of shielding not covered by AWS A5.18

(2) A change increasing filler metal strength level from Grade E70S to Grade E80S, for example, but not vice versa.

(3) A change in electrode diameter.

(4) A change in the number of electrodes used.

(5) A change from a single gas to any other single gas or to a mixture of gases or a change in specified percentage composition of gas mixture not covered by AWS A5.18.

(6) A change of more than 10 percent above or below the specified mean amperage for each diameter electrode used.<sup>24</sup>

(7) A change of more than 7 percent above or below the specified mean arc voltage for each diameter electrode used.<sup>24</sup>

(8) A change of more than 10 percent above or below the specified mean travel speed.<sup>24</sup>

(9) An increase of 25 percent or more or a decrease of 10 percent or more in the rate of flow of shielding gas or mixture.

(10) For a specified groove, a change of more than 25 percent in the specified number of passes. If the area of the groove is increased, it is also permissible to increase the number of passes in proportion to the increased area.

(11) A change in the position in which welding is done as defined in 5.8.

(12) A change in the type of groove (a change from a V- to U-groove, for example).

(13) A change, exceeding tolerances in 2.13, 2.14, or 10.13 and 3.3.4 or 10.14.3 in the shape of any one type of groove involving:

(a) A decrease in the included angle of the groove,

(b) A decrease in the root opening of a groove,

(c) An increase in the root face of a groove,

(d) The omission, but not inclusion, of backing material.

(14) A decrease of more than 25 °F (13.9 °C) in

the minimum specified preheat or interpass temperature.<sup>26</sup>

(15) In vertical welding, a change in the progression specified for any pass from upward to downward or vice versa.

(16) A change in type of welding current (ac or dc), polarity or mode of metal transfer across the arc.

(17) The omission, but not the inclusion, of back gouging.

### 5.5.2.4 Flux Cored Arc Welding

(1) A change in electrode and method of shielding not covered by AWS A5.20.

(2) A change increasing filler metal strength level (from Grade E70T to E80T, for example, but not vice versa)

(3) An increase in the diameter of electrode used over that called for in the procedure specification

(4) A change in the number of electrodes used

(5) A change from a single gas to any other single gas or to a mixture of gases or a change in specified percentage composition of gas mixture not covered by AWS A5.20.

(6) A change of more than 10 percent above or below the specified mean amperage for each size electrode used.<sup>24</sup>

(7) A change of more than 7 percent above or below the specified mean arc voltage for each size electrode used.<sup>24</sup>

(8) A change of more than 10 percent above or below the specified mean travel speed.<sup>24</sup>

(9) An increase of 25 percent or more or a decrease of 10 percent or more in the rate of flow of shielding gas or mixture.

(10) For a specified groove, a change of more than 25 percent in the specified number of passes. If the area of the groove is increased, it is also permissible to increase the number of passes in proportion to the increased area.

(11) A change in the position in which welding is done as defined in 5.8.

(12) A change in the type of groove (a change from a V- to a U-groove, for example).

(13) A change, exceeding tolerances in 2.13, 2.14, or 10.13 and 3.3.4 or 10.14.3, in the shape of any one type of groove involving:

(a) A decrease in the included angle of the groove.

(b) A decrease in the root opening of a groove,

(c) An increase in the root face of a groove,

(d) The omission, but not inclusion, of backing material.

(14) A decrease of more than 25 °F (13.9 °C) in the minimum specified preheat or interpass temperature.<sup>23</sup>

(15) In vertical welding, a change in the progression specified for any pass from upward to downward or vice versa.

(16) A change in type of welding current (ac or dc).

polarity or mode of metal transfer across the arc.

(17) The omission, but not the inclusion, of back gouging.

#### 5.5.2.5 Electroslag and Electrogas Welding

(1) A significant change in filler metal or consumable guide metal composition.

(2) A change in consumable guide metal core cross-sectional area exceeding 30 percent.

(3) A change in flux system (cored, magnetic electrode, external flux, etc.)

(4) A change in flux composition including consumable guide coating.

(5) A change in shielding gas composition of any one constituent of more than 5 percent of the total flow.

(6) A change in welding current exceeding 20 percent.

(7) A change in groove design, other than square groove, increasing groove cross-sectional area.

(8) A change in joint thickness (T) outside the limits of 0.5 T to 1.1 T, where T is the thickness used for the procedure qualification.

(9) A change in number of electrodes.

(10) A change from single pass to multipass or vice versa.

(11) A change to a combination with any other welding process or method.

(12) A change in postweld heat treatment.

(13) A change in design of molding shoes, either fixed or movable, from nonfusing solid to water cooled or vice versa.

5.5.3 The following changes in a qualified electroslag or electrogas procedure shall require requalification of the procedure by radiographic or ultrasonic testing only, in accordance with the requirements of Part B or C of Section 6.

5.5.3.1 A change exceeding 1/32 in. (0.8 mm) in filler metal diameter.

5.5.3.2 A change exceeding 10 ipm (4.2 mm/s) in filler metal oscillation traverse speed.

5.5.3.3 A change in filler metal oscillation traverse dwell time exceeding 2 seconds except as necessary to compensate for variation in joint opening.

5.5.3.4 A change in filler metal oscillation traverse length which affects, by more than 1/8 in. (3.2 mm), the proximity of filler metal of the molding shoes.

5.5.3.5 A change in flux burden exceeding 30 percent.

5.5.3.6 A change in shielding gas flow rate exceeding 25 percent.

5.5.3.7 A change in design of molding shoes, either fixed or movable, as follows:

(1) Metallic to non-metallic or vice versa,

(2) Non-fusing to fusing or vice versa,

(3) A reduction in any cross-sectional dimension or area of solid non-fusing shoe exceeding 25 percent.

5.5.3.8 A change in welding position from vertical by more than 10 degrees.

5.5.3.9 A change from ac to dc or vice versa, or a change in polarity for direct current.

5.5.3.10 A change in welding power, volt-ampere characteristics from constant voltage to constant current or vice versa.

5.5.3.11 A change in voltage exceeding 10 percent.

5.5.3.12 A change exceeding 1/4 in. (6.4 mm) in square groove root opening.

5.5.3.13 A change in groove design, other than square groove, reducing groove cross-sectional area.

5.5.3.14 A change in speed of vertical travel, if not an automatic function of arc length or deposition rate, exceeding 20 percent except as necessary to compensate for variation in joint opening.

## 5.6 Types of Tests and Purposes

5.6.1 The types of tests outlined below are to determine the mechanical properties and soundness of welded joints made under a given procedure specification. The tests used are as follows:

### 5.6.1.1 For Groove Welds

(1) Reduced-section tension test (for tensile strength)

(2) Root-bend test (for soundness)

(3) Face-bend test (for soundness)

(4) Side-bend test (for soundness)

(5) All-weld-metal test (for mechanical properties — electroslag and electrogas)

(6) Impact test (for toughness — when specified for electroslag or electrogas)

5.6.1.2 For fillet welds, the macroetch test (for soundness) is used.

## 5.7 Base Metal and Its Preparation

The base metal and its preparation for welding shall comply with the procedure specification. For all types of welded joints, the length of the weld and dimensions of the base metal shall provide sufficient material for test specimens required by this code.

## 5.8 Position of Test Welds

5.8.1 All welds that will be encountered in actual construction shall be classified as: (1) flat, (2) horizontal, (3) vertical, or (4) overhead, in accordance with the definitions of welding positions given in Figs. 5.8.1a and 5.8.1b. Each procedure shall be tested in the

POSITION	DIAGRAM REFERENCE	INCLINATION OF AXIS	ROTATION OF FACE
FLAT	A	0° TO 15°	150° TO 210°
HORIZONTAL	B	0° TO 15°	80° TO 150° 210° TO 280°
OVERHEAD	C	0° TO 80°	0° TO 90° 280° TO 360°
VERTICAL	D	15° TO 80°	80° TO 210°
	E	80° TO 90°	0° TO 360°

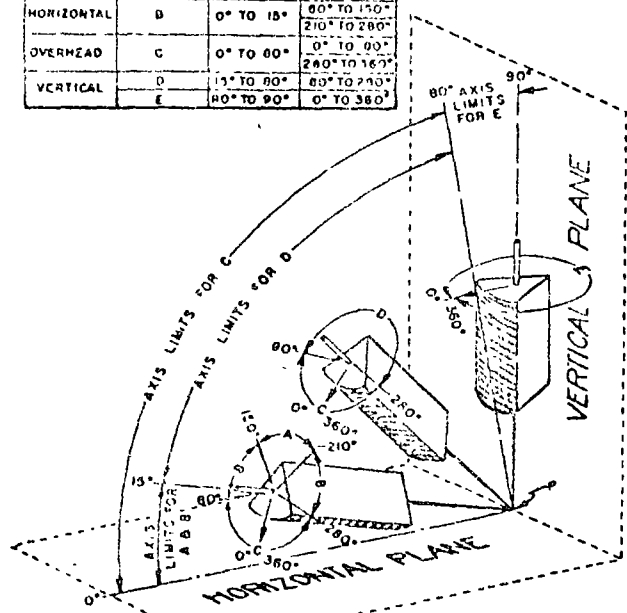


Fig. 5.8.1a—Positions of groove welds.

POSITION	DIAGRAM REFERENCE	INCLINATION OF AXIS	ROTATION OF FACE
FLAT	A	0° TO 15°	150° TO 210°
HORIZONTAL	B	0° TO 15°	125° TO 150° 210° TO 235°
OVERHEAD	C	0° TO 80°	0° TO 125° 235° TO 360°
VERTICAL	D	15° TO 80°	125° TO 235°
	E	80° TO 90°	0° TO 360°

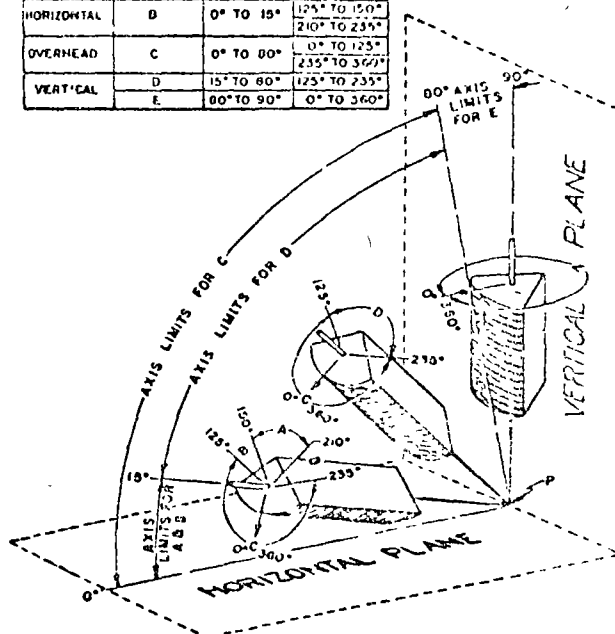


Fig. 5.8.1b—Positions of fillet welds.

Note The horizontal reference plane is taken to lie always below the weld under consideration

Inclination of axis is measured from the horizontal reference plane toward the vertical

Angle of rotation of face is measured from a line perpendicular to the axis of the weld and lying in a vertical plane containing this axis. The reference position (0°) of rotation of the face invariably points in the direction opposite to that in which the axis angle increases. The angle of rotation of the face weld is measured in a clockwise direction from this reference position (0°) when looking at point P.

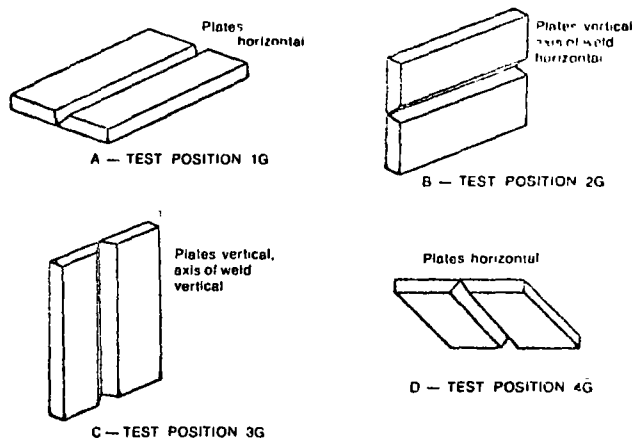


Fig. 5.8.1.1—Positions of test plates for groove welds.

manner stated below for each position for which it is to be qualified:

5.8.1.1 Groove Plate Test Welds (illustrated in Fig. 5.8.1.1). In making the tests to qualify groove welds, test plates shall be welded in the following positions:

(1) Position 1G (Flat) — The test plates shall be placed in an approximately horizontal plane and the weld metal deposited from the upper side (see Fig. 5.8.1.1 A).

(2) Position 2G (Horizontal) — The test plates shall be placed in an approximately vertical plane with the groove approximately horizontal (see Fig. 5.8.1.1 B).

(3) Position 3G (Vertical) — The test plates shall be placed in an approximately vertical plane with the groove approximately vertical (see Fig. 5.8.1.1 C).

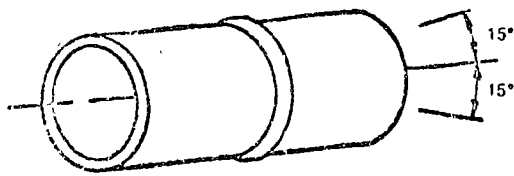
(4) Position 4G (Overhead) — The test plates shall be placed in an approximately horizontal plane and the weld metal deposited from the under side (see Fig. 5.8.1.1 D).

5.8.1.2 Groove Pipe Test Welds (illustrated in Fig. 5.8.1.2). In making the tests to qualify groove welds, test pipe shall be welded in the following positions:

(1) Position 1G (Pipe Horizontal Rolled) — The test pipe shall be placed with its axis horizontal and the groove approximately vertical. The pipe shall be rotated during welding so the weld metal is deposited from the upper side (see Fig. 5.8.1.2 A).

(2) Position 2G (Pipe Vertical) — The test pipe shall be placed with its axis vertical and the welding

50/STRUCTURAL WELDING CODE

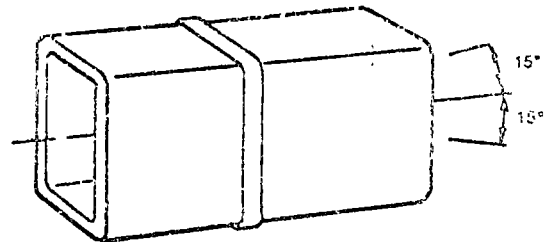
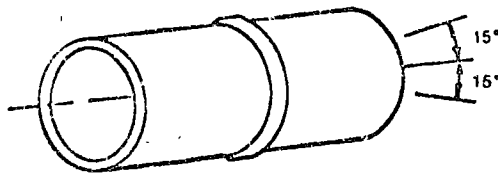
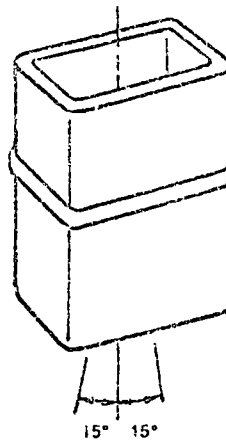


A — TEST POSITION 1G

Pipe horizontal and rotated.  
Weld flat ( $\pm 15^\circ$ ). Deposit  
filler metal at or near  
the top.

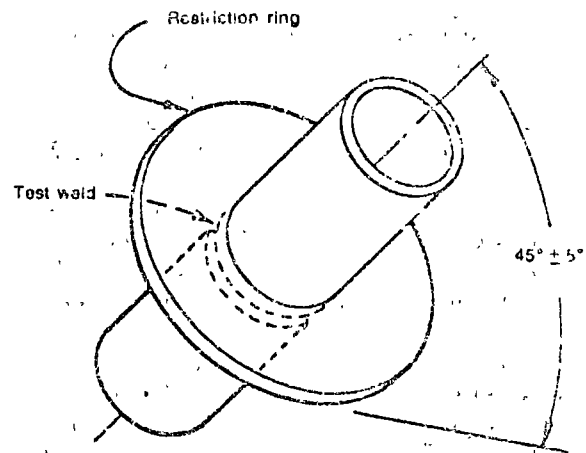
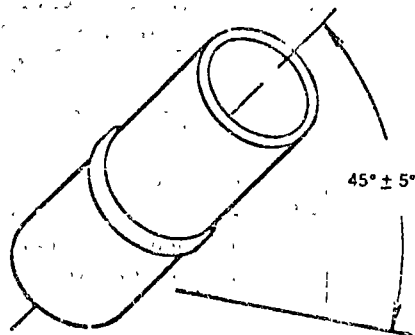
B — TEST POSITION 2G

Pipe or tube vertical  
and not rotated  
during welding.  
Weld horizontal ( $\pm 15^\circ$ ).



C — TEST POSITION 5G

Pipe or tube horizontal fixed ( $\pm 15^\circ$ ). Weld flat, vertical, overhead



D — TEST POSITION 6G

Pipe inclined fixed ( $45^\circ \pm 5^\circ$ ) and not rotated during welding

E — TEST POSITION 6GR (T, K, or Y Connections)

Fig. 5.8.1.2—Positions of test pipe or tubing for groove welds.

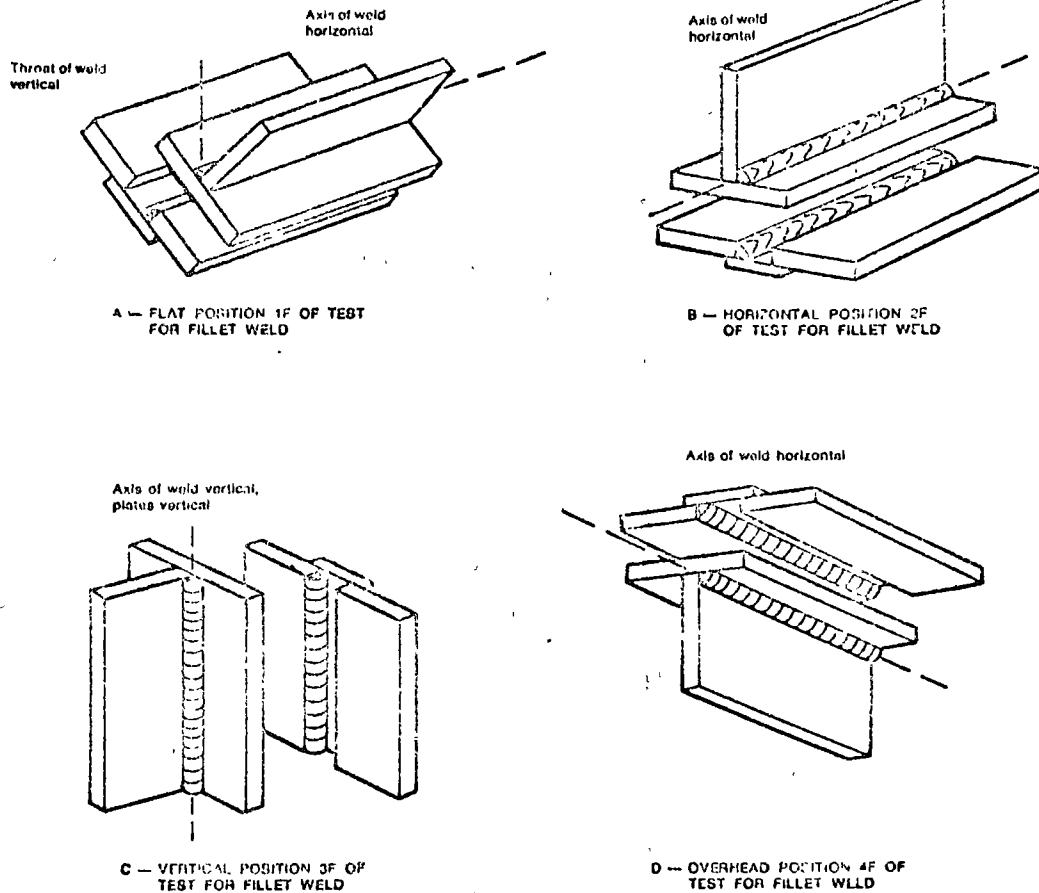


Fig. 5.8.1.3—Positions of test plates for fillet welds.

groove approximately horizontal. The pipe shall not be rotated during welding (see Fig. 5.8.1.2 B).

(3) Position 5G (Pipe Horizontal Fixed) — The test pipe shall be placed with its axis horizontal and the groove approximately vertical. The pipe is not rotated during welding (see Fig. 5.8.1.2 C).

(4) Position 6G (Pipe Inclined Fixed) — The test pipe shall be inclined at 45 deg with the horizontal. The pipe is not rotated during welding (see Fig. 5.8.1.2 D).

(5) Position 6GR (Test for complete joint penetration groove welds of tubular T-, K-, and Y-connections) — The test pipe shall be inclined at 45 deg with the horizontal. The pipe or tube is not rotated during welding (see Fig. 5.18.1.2 E).

5.8.1.3 Fillet Welds (illustrated in Fig. 5.8.1.3). In making the tests to qualify fillet welds, test plates shall be welded in the positions outlined below:

(1) Position 1F (Flat) — The test plates shall be so placed that each fillet weld is deposited with its axis approximately horizontal and its throat approximately vertical (see Fig. 5.8.1.3 A).

(2) Position 2F (Horizontal) — The test plates shall be so placed that each fillet weld is deposited on the upper side of the horizontal surface and against the

vertical surface (see Fig. 5.8.1.3 B).

(3) Position 3F (Vertical) — The test plates shall be placed in an approximately vertical plane and each fillet weld deposited on the vertical surfaces (see Fig. 5.8.1.3 C).

(4) Position 4F (Overhead) — The test plates shall be so placed that each fillet weld is deposited on the under side of the horizontal surface and against the vertical surface (see Fig. 5.8.1.3 D).

## 5.9 Joint Welding Procedure

The joint welding procedure shall comply in all respects with the procedure specification.

5.9.1 Weld cleaning shall be done with the test weld in the same position as the welding position being qualified.

## 5.10 Test Specimens: Number, Type and Preparation

### 5.10.1 Complete Joint Penetration Groove Welds

5.10.1.1 The type and number of specimens that must be tested to qualify a welding procedure are

shown in Table 5.10.1.1, together with the range of thickness that is qualified for use in construction. The range is based on the thickness of the test plate, pipe, or tubing used in making the qualification.

5.10.1.2 Test specimens for groove welds in T or corner joints shall be butt joints having the same groove configuration as the T or corner joint to be used in construction.

5.10.1.3 Procedure qualification test plates (Figs. 5.10.1.3a through 5.10.1.3e) shall be radiographically or ultrasonically tested for soundness before preparing the test specimens required.

Radiographic or ultrasonic testing shall apply only to that portion of the weld between the discard strips, as indicated in Figs. 5.10.1.3a through 5.10.1.3e, except that a minimum of 6 in. (152 mm) of effective weld length shall be tested. The welding procedure is unacceptable if the test plates do not conform to requirements of 5.12.1.5 (1).

Test specimens shall be prepared by cutting the test plate, pipe, or tubing as shown in Figs. 5.10.1.3a through 5.10.1.3e, whichever is applicable. The specimens shall be prepared for testing in accordance with Figs. 5.10.1.3f through 5.10.1.3j as applicable.

5.10.2 Partial Joint Penetration Groove Welds. A sample weld shall be made using the type of groove design and joint welding procedure to be used in construction, except the depth of groove need not exceed 1 in. (25.4 mm). If the partial joint penetration groove weld is to be used for corner or T-joints, the butt joint shall have a temporary restrictive plate in the plane of the square face to simulate the T-joint configuration. The sample welds shall be tested as follows:

5.10.2.1 For joint welding procedures which conform in all respects to Sections 3 and 4, 3 macroetch cross section specimens shall be prepared to demonstrate that the designated effective throat (obtained from the requirements of the procedure specification) are met.

5.10.2.2 When a joint welding procedure has been qualified for a complete joint penetration groove weld and is applied to the welding parameters of a partial joint penetration groove weld, 3 macroetch cross section test specimens are required.

5.10.2.3 If a joint welding procedure is not covered by either 5.10.2.1 or 5.10.2.2, or if the welding parameters do not meet a prequalified status, or if they have not been used and tested for a complete joint penetration butt weld, then a sample joint must be prepared and the first operation is to make a macroetch test specimen to determine the effective throat of the joint. Then, the excess material is machined off, on the bottom side of the joint, to the thickness of the effective throat. Tension and bend test specimens shall be prepared and tests performed, as required for complete joint penetration groove welds (see 5.10.1).

5.10.3 Fillet Welds. A T-test fillet weld, as shown in Fig. 5.10.3, shall be made for each procedure and position to be used in construction. One test weld shall be the maximum size single pass fillet weld and one test weld shall be the minimum size multiple pass fillet weld used in construction. The weldment shall be cut perpendicular to the direction of welding at three locations as shown in Fig. 5.10. One face representing each of three cuts shall constitute a macroetch test specimen and shall be tested in accordance with 5.11.2.

5.10.4 When required by the filler metal specification applicable to weld metal being tested, test specimens may be aged at 200 to 220 °F (93 to 104 °C) for 48 ± 2 hours.

5.10.5 Qualification on pipe shall also qualify for plate, but not vice versa, except qualification on plate in the 1G (flat) or 2G (horizontal) positions shall qualify for welding pipe or tubing over 24 in. (610 mm) in diameter.

## 5.11 Method of Testing Specimens

5.11.1 Reduced-Section Tension Specimens. Before testing, the least width and corresponding thickness of the reduced section shall be measured in inches. The specimen shall be ruptured under tensile load, and the maximum load in pounds shall be determined. The cross-sectional area shall be obtained by multiplying the width by the thickness. The tensile strength in psi shall be obtained by dividing the maximum load by the cross-sectional area.

5.11.2 Macroetch Test. The weld test specimens shall be prepared with a finish suitable for macroetch examination. A suitable solution shall be used for etching to give a clear definition of the weld.

5.11.3 Root-, Face-, and Side-Bend Specimens. Each specimen shall be bent in a jig having the contour shown in Fig. 5.27.1, and otherwise substantially in accordance with that figure. Any convenient means may be used to move the male member with relation to the female member.

Table 5.10.1.1—Number and type of test specimens and range of thickness qualified—  
 procedure qualification

Test plate thickness*	Maximum plate thickness qualified*	Pipe size of sample weld	Pipe or tube size qualified	Pipe or tube wall thickness qualified		Number of sample welds per position	Visual inspection	Number and Type of Tests Required <sup>1</sup>				
				min	max			Reduced section tension (See Fig 5.10.1.3f)	Root bend (See Fig 5.10.1.3g)	Face bend (See Fig 5.10.1.3h)	Side bend (See Fig 5.10.1.3j)	All weld metal tension (See Fig 5.10.1.3k)
Plate Test												
3/8 in	3/4 in.	—	—	—	—	1	yes	2	2	2	—	—
Over 3/4 in. and under 1 in.	T	—	—	—	—	1	yes	2	—	—	4	—
1 in. and over	Unlimited	—	—	—	—	1	yes	2	—	—	4	—
Electroslag and Electrogas Welding**												
T	0.5T-1.1T	—	—	—	—	1	yes	2	—	—	4	1
Pipe Test												
—	—	2 in. Sch. 80 or 3 in. Sch. 40	3/4 in. through 4 in.	0.063 in.	0.674 in.	2	yes	2	2	2	—	—
—	—	6 in. Sch. 80 or 8 in. Sch. 120	4 in. and over	0.187 in.	any	1	yes	2	—	—	4	—
—	—	Large diam job size pipe	Diam < 24 in. test diam. and over	t < 3/4 in. 1/2t-2t		1	yes	2	—	—	4	—
—	—		Diam ≥ 24 in. and over	t ≥ 3/4 in. 0.375 in. any		1	yes	2	—	—	4	—

\* T is the test plate thickness

\*\* Impact tests may be required if specified

<sup>1</sup> Radiographic or ultrasonic testing required prior to mechanical testing (see 5.10.1.3)

in.	mm	in.	mm
0.063	1.60	3/8	9.5
0.187	4.75	3/4	19.0
0.375	9.53	1	25.4
0.674	17.12	4	102
		6	152

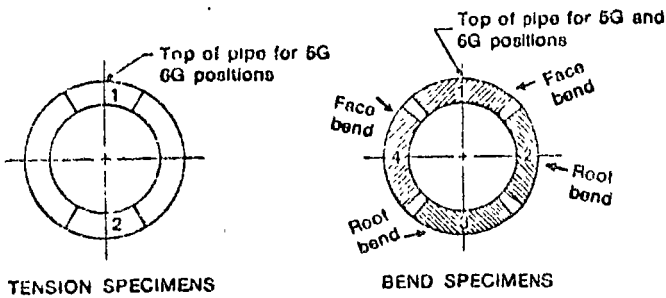


Fig. 5.10.1.3a—Location of test specimens on welded test pipe—2 in. or 3 in. in diameter.

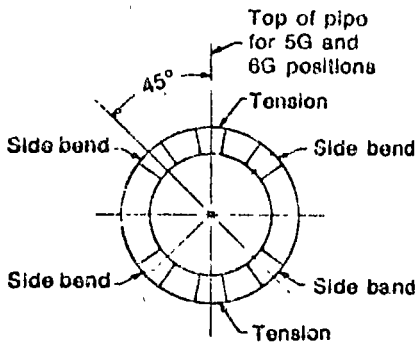


Fig. 5.10.1.3b—Location of test specimens for welded test pipe—6 in. or 8 in. in diameter.

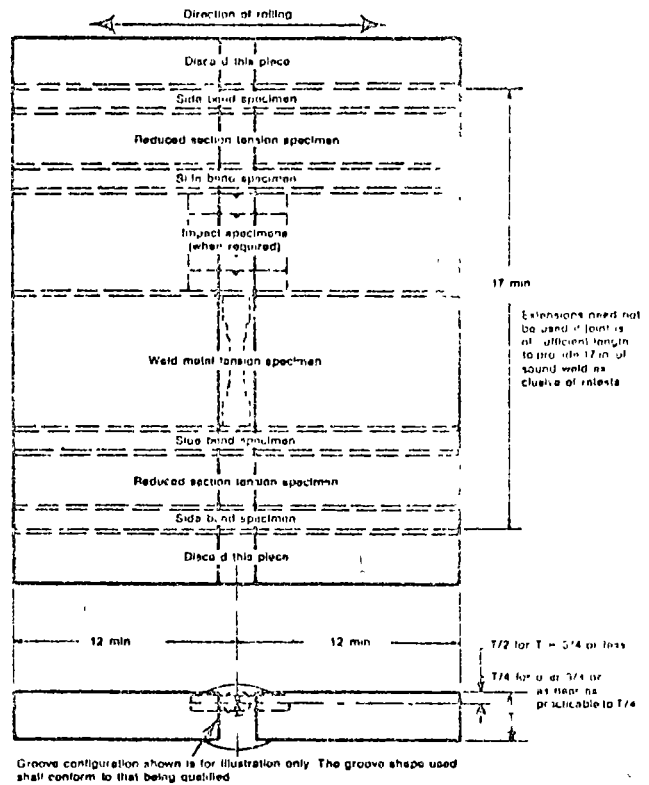


Fig. 5.10.1.3c—Location of test specimens on welded test plate—electroslag and electrogas welding—procedure qualification.

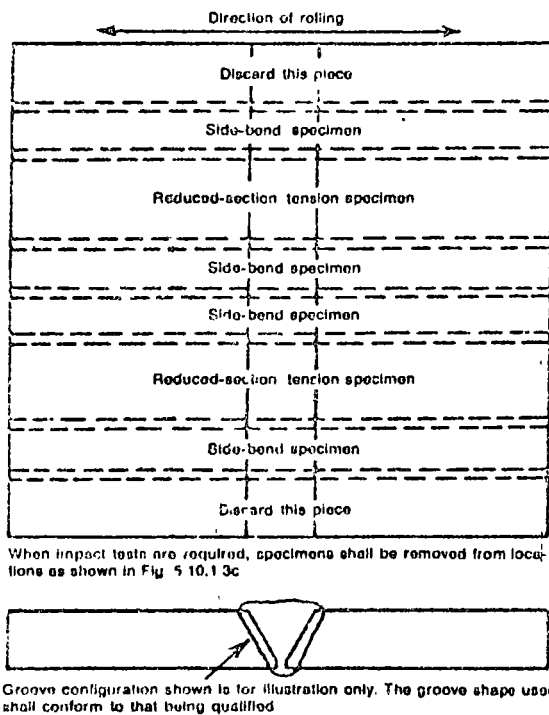


Fig. 5.10.1.3d—Location of test specimens on welded test plate over 3/4 in. thick—procedure qualification.

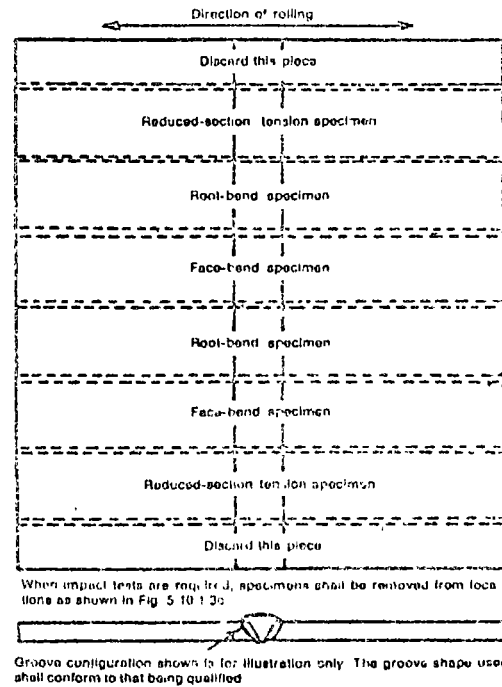


Fig. 5.10.1.3e—Location of test specimens on welded test plate 3/8 in. thick—procedure qualification.

All dimensions in inches



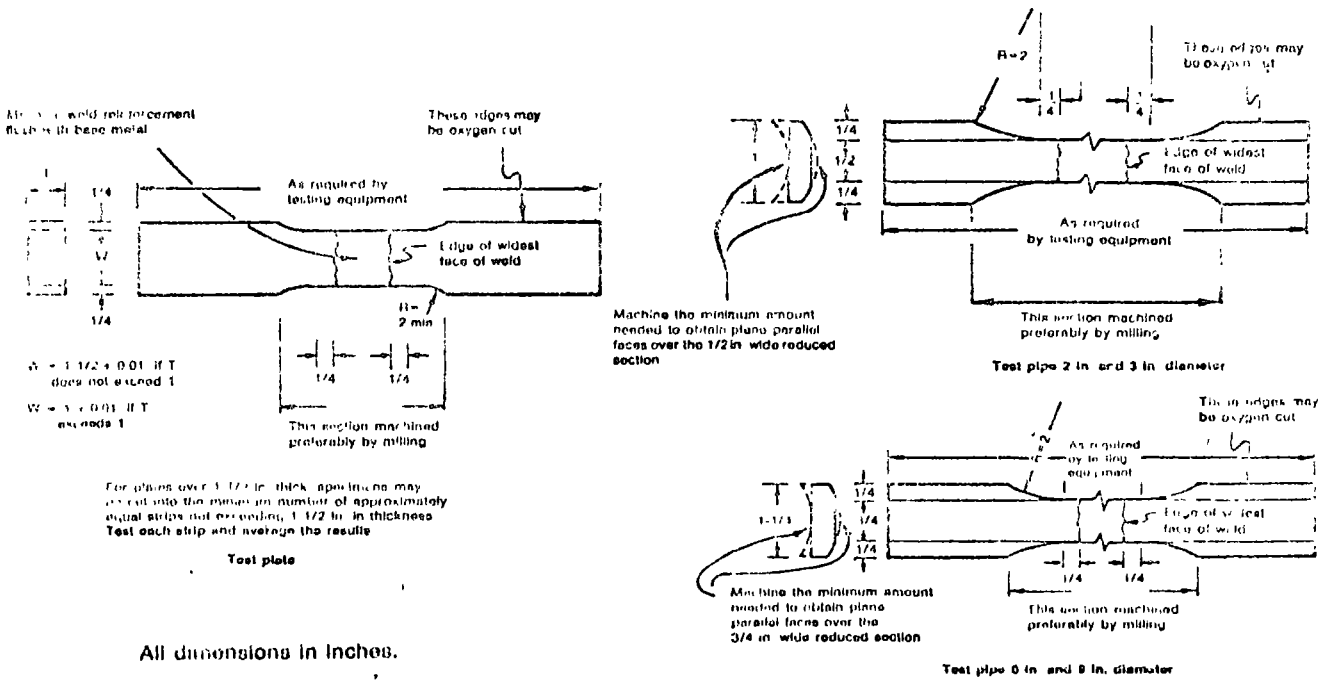
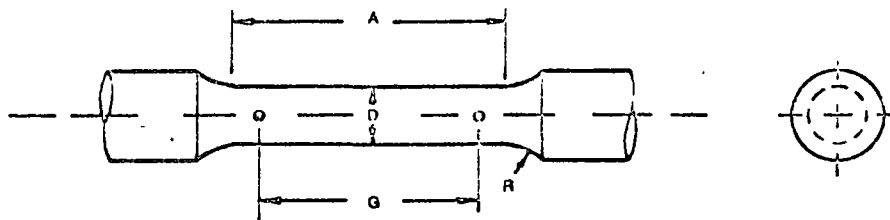


Fig. 5.10.1.3f—Reduced-section tension specimens.



	DIMENSIONS		
	Standard specimen	Small size specimens proportional to standard	
	0.500 in. round	0.350 in. round	0.250 in. round
G—Gage length, in.	2.000 ± 0.005	1.400 ± 0.005	1.000 ± 0.005
D—Diameter (Note 1), in.	0.500 ± 0.010	0.350 ± 0.007	0.250 ± 0.005
R—Radius of fillet, min. in.	3/8	3/8	1/4
A—Length of reduced section (Note 2), min. in.	2-1/4	1-3/4	1-1/4

NOTES

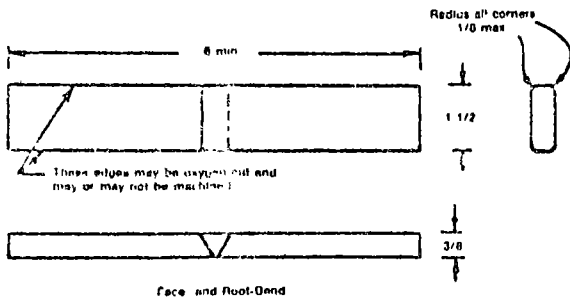
1. The reduced section may have a gradual taper from the center toward the ends with the ends not more than 0.005 in. larger in diameter than the center (controlling dimension) on the standard specimen and not more than 0.003 in. larger than the center on the small size specimens.

2. If desired, on the small size specimens the length of the reduced section may be increased to accommodate an extensometer. However, reference marks for the measurement of elongation should nevertheless be spaced at the indicated gage length.

3. The gage length and fillets shall be as shown, but the ends may be of any form to fit the holders of the testing machine in such a way that the load shall be axial.

All dimensions in inches.

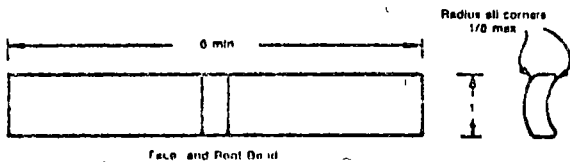
Fig. 5.10.1.3g—All-weld-metal tension specimens.



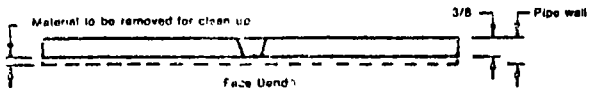
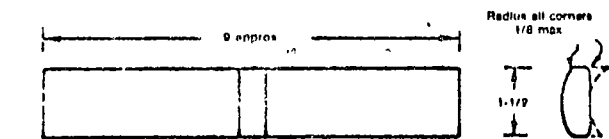
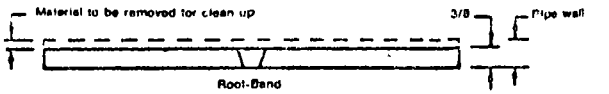
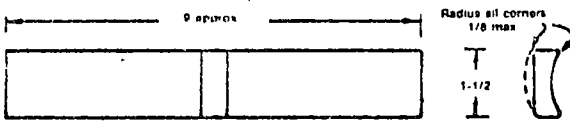
Weld reinforcement and backing, if any, shall be removed flush with the surface of the specimen (see 3.6.3). If a recessed backing is used this surface of the specimen may be machined to a depth not exceeding the depth of the recess to remove the backing, except that in such cases the thickness of the finished specimen shall be that specified above.

**PLATE**

A longer specimen length may be necessary when using a wrap around type bending fixture or when testing steel with yield point of 90 ksi (620 MPa) or greater.



Test Pipe 2 in. and 3 in. Diameter



Test Pipe 6 in. and 8 in. Diameter

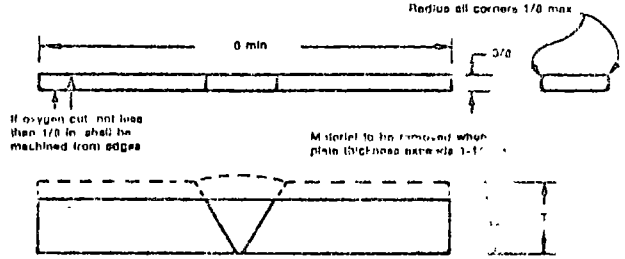
Weld reinforcement and backing, if any, shall be removed flush with the surface of the specimen (see 3.6.3). Cut surfaces shall be smooth and parallel.

**PIPE**

A longer specimen length may be necessary when using a wrap around type bending fixture or when testing steel with yield point of 90 ksi (620 MPa) or greater.

All dimensions in inches.

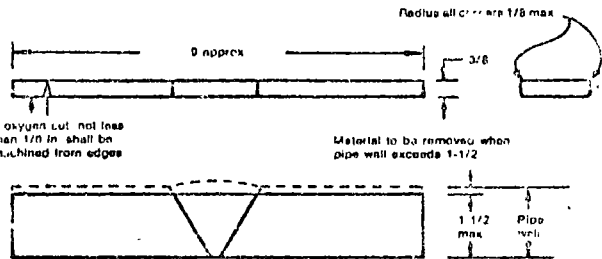
Fig. 5.10.1.3h—Face- and root-bend specimens.



For plates 3/8 in. to 1 1/2 in. width W equals plate thickness T. For plates over 1 1/2 in. thick cut specimens 1 to minimum number of approximately equal strips not exceeding 1-1/2 in. in width.

**PLATE**

A longer specimen length may be necessary when using a wrap around type bending fixture or when testing steel with yield point of 90 ksi (620 MPa) or more.

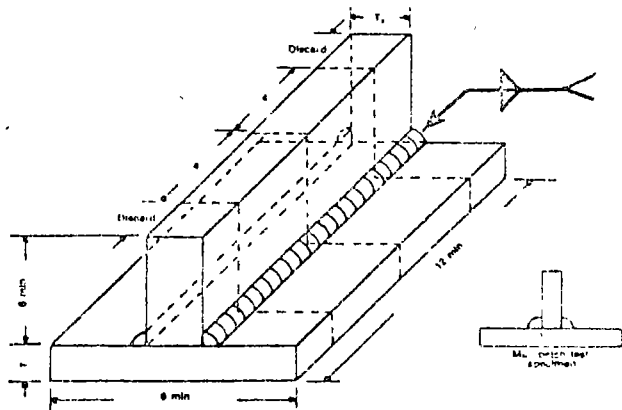


**PIPE**

A longer specimen length may be necessary when using a wrap around type bending fixture or when testing steel with yield point of 90 ksi (620 MPa) or more.

All dimensions in inches.

Fig. 5.10.1.3j—Side-bend specimens.



Weld size		T <sub>1</sub>		T <sub>2</sub>	
in.	mm	in.	mm	in.	mm
3/16	4.8	1/2	12.7	3/16	4.8
1/4	6.4	3/4	19.0	1/4	6.4
5/16	8.0	1 min	25.4	5/16	8.0
3/8	9.5	1 min	25.4	3/8	9.5
1/2	12.7	1 min	25.4	1/2	12.7
5/8	16.0	1 min	25.4	5/8	16.0
3/4	19.0	1 min	25.4	3/4	19.0
>3/4	19.0	1 min	25.4	1	25.4

Fig. 5.10.3—Fillet weld soundness test for procedure qualification.

The specimen shall be placed on the female member of the jig with the weld at midspan. Face-bend specimens shall be placed with the face of the weld directed toward the gap. Root-bend and fillet-weld-soundness specimens shall be placed with the root of the weld directed toward the gap. Side-bend specimens shall be placed with that side showing the greater discontinuity, if any, directed toward the gap.

The plunger shall force the specimen into the die until the specimen becomes U-shaped. The weld and heat-affected zones shall be centered and completely within the bent portion of the specimen after testing.

When using the wrap-around jig, the specimen shall be firmly clamped on one end so that there is no sliding of the specimen during the bending operation. The weld and heat-affected zones shall be completely in the bent position of the specimen after testing. Test specimens shall be removed from the jig when the outer roll has been moved 180 deg from the starting point.

**5.11.4 All-Weld-Metal Tension Test.** The test specimen shall be tested in accordance with ASTM A370 Mechanical Testing of Steel Products.

**5.11.5** The radiographic procedure and technique shall be in accordance with the requirements of Part B of Section 6 of this code.

**5.11.6** The ultrasonic procedure and technique shall be in accordance with the requirements of Part C of Section 6 of this code.

## 5.12 Test Results Required

**5.12.1** The requirements for the test results shall be as follows:

**5.12.1.1 Reduced-Section Tension Test.** The tensile strength shall be no less than the minimum of the specified tensile range of the base metal used.

**5.12.1.2 Root-, Face-, and Side-Bend Tests.** The convex surface of the specimen shall be examined for the appearance of cracks or other open discontinuities. Any specimen in which a crack or other open discontinuity exceeding 1/8 in. (3.2 mm) measured in any direction is present after the bending, shall be considered as having failed. Cracks occurring on the corners of the specimen during testing shall not be considered.

**5.12.1.3 Macroetch Tests.** The specimens shall be examined for discontinuities and any which have discontinuities prohibited by 8.15, 9.25, or 10.17 whichever is applicable, shall be considered as failed. The specimens shall have the designated effective throat for partial joint penetration groove welds. Fillet weld specimens shall show fusion to the root but not necessarily beyond, and both legs shall be equal to within 1/8 in. (3.2 mm). Convexity shall not exceed the limits specified in 3.6.1.

**5.12.1.4 All-Weld-Metal Tension Test** (electroslag and electrogas). The mechanical properties shall be no less than those specified in Table 4.20.

**5.12.1.5 Nondestructive Testing.** For acceptable qualification, the weld, as revealed by radiographic or ultrasonic testing, shall conform to the requirements of 8.15, 9.25, or 10.17, whichever is applicable.

**5.12.1.6 Visual Inspection — Pipe and Tubing.** For acceptable qualification, a pipe weld, when inspected visually, shall conform to the following requirements:

(a) The weld shall be free of cracks

(b) All craters shall be filled to the full cross section of the weld.

(c) The face of the weld shall be at least flush with the outside surface of the pipe, and the weld shall merge smoothly with the base metal. Undercut shall not exceed 1/64 in. (0.4 mm). Weld reinforcement shall not exceed the following:

Pipe wall thickness	Reinforcement max.
in (mm)	in. (mm)
3/8 (9.5) or less	3/32 (2.4)
over 3/8 to 3/4 (19.0) incl.	1/8 (3.2)
over 3/4	3/16 (4.8)

(d) The root of the weld shall be inspected, and there shall be no evidence of cracks, incomplete fusion, or inadequate joint penetration. A concave root surface is permitted within the limits shown below, provided the total weld thickness is equal to or greater than that of the base metal.

(e) The maximum root surface concavity shall be 1/16 in. (1.6 mm) and the maximum melt-thru shall be 1/8 in. (3.2 mm).

**5.12.1.7 Visual Inspection — Plate.** For acceptable qualification, the welded test plate, when inspected visually, shall conform to the requirements for visual inspection in 9.25.1.

## 5.13 Records

Records of the test results shall be kept by the manufacturer or contractor and shall be available to those authorized to examine them.

## 5.14 Retests

If any one specimen of all those tested fails to meet the test requirements, two retests for that particular type of test specimen may be performed with specimens cut from the same procedure qualification test material. The results of both retest specimens must meet the test requirements. For material over 1-1/2 in. (38.1 mm) thick, failure of a specimen shall require testing of all specimens of the same type from two additional locations in the test material.

## Part C

### Welder Qualification

#### 5.15 General

The qualification tests described in Part C are specially devised tests to determine the welder's ability to produce sound welds. The qualification tests are not intended to be used as a guide for welding during actual construction. The latter shall be performed in accordance with the requirements of the procedure specification.

#### 5.16 Limitation of Variables

5.16.1 For the qualification of a welder the following rules shall apply:

5.16.1.1 Qualification established with any one of the steels permitted by this code shall be considered as qualification to weld or tack weld any of the other steels.

5.16.1.2 A welder shall be qualified for each process used.

5.16.1.3 A welder qualified for shielded metal arc welding with an electrode identified in the following table shall be considered qualified to weld or tack weld with any other electrode in the same group designation and with any electrode listed in a numerically lower group designation:

Group Designation	AWS Electrode Classification*
F4	EXX15, EXX16, EXX18
F3	EXX10, EXX11
F2	EXX12, EXX13, EXX14
F1	EXX20, EXX24, EXX27, EXX28

\*The letters "XX" used in the classification designations in this table, stand for the various strength levels (60, 70, 80, 90, 100, and 120) of deposited weld metal.

5.16.1.4 A welder qualified with an approved electrode and shielding medium combination shall be considered qualified to weld or tack weld with any other approved electrode and shielding medium combination for the process used in the qualification test.

5.16.1.5 A change in the position of welding to one for which the welder is not already qualified shall require requalification.

5.16.1.6 A change from one diameter-wall pipe grouping shown in Table 5.25.1 to another shall require requalification.

5.16.1.7 When the plate is in the vertical position, or the pipe or tubing is in the 5G or 6G position, a change in the direction of welding shall require requalification.

5.16.1.8 The omission of backing material in complete joint penetration welds welded from one side shall require requalification.

#### 5.17 Qualification Tests Required

5.17.1 The welder qualification tests for manual and semiautomatic welding shall be as follows:

5.17.1.1 Groove weld qualification test for plate of unlimited thickness.

5.17.1.2 Groove weld qualification test for plate of limited thickness.

5.17.1.3 Fillet weld qualification test for fillet welds only. Option 1 or Option 2 — contractor's option.

5.17.2 The pipe or tubing qualification tests for manual and semiautomatic welding shall be as follows:

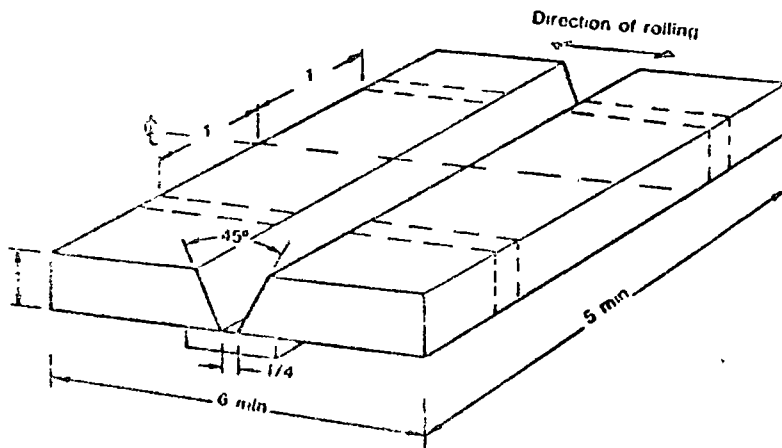
5.17.2.1 Groove weld qualification test for butt joints on pipe or square or rectangular tubing.

5.17.2.2 Groove weld qualification test for T-, K-, or Y-connections on pipe or square or rectangular tubing.

5.17.2.3 Groove weld qualification test for butt joints on square or rectangular tubing tested on flat plate.

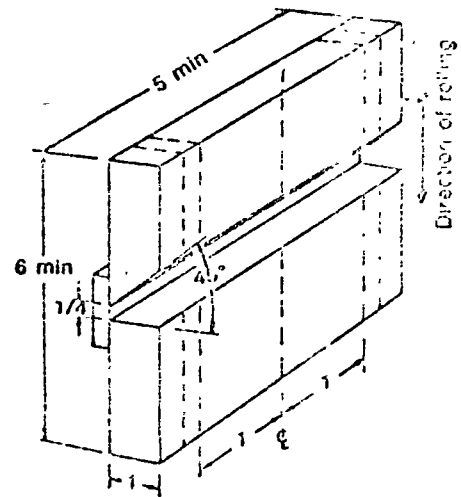
5.17.3 The welder who makes a complete joint penetration plate groove weld procedure qualification test that meets the requirements, is thereby qualified for that process and test position for plates, square or rectangular tubing equal to or less than the thickness of the test plate welded. If the test plate is 1 in. (25.4 mm) or greater in thickness, the welder will be qualified for all thicknesses.

5.17.4 The welder who makes a complete joint penetration groove-weld pipe procedure qualification test, without backing strip, that meets the requirements is thereby qualified for that process. His qualification will include the test position for pipe having a wall thickness equal to or less than the wall thickness of the test pipe welded. If the test pipe welded is 6 in. (152 mm) Sch 80 or 8 in. (203 mm) Sch 120 pipe, he will be qualified for all thicknesses. If the diameter of the job-size pipe or tubing used in qualification is 4 in. (102 mm) or less the qualification is limited to diameters 3/4 in. (19 mm) through 4 in. (102 mm), inclusive. If the diameter is over 4 in. (102 mm), the qualification is limited to diameters over 1/2 test diameter or 4 in. (102 mm), whichever is larger. The wall thickness qualified and the number of test specimens required shall be the same as specified for the equivalent pipe size in Table 5.25.1.



When radiography is used for testing, no tack welds shall be in the test area.

Fig. 5.18a—Test plate for unlimited thickness—welder qualification.



When radiography is used for testing, no tack welds shall be in the test area.

Fig. 5.18b—Optional test plate for unlimited thickness—horizontal position—welder qualification.

## 5.18 Groove Weld Plate Qualification Test for Plate of Unlimited Thickness

The joint detail shall be as follows: 1 in. (25.4 mm) plate, single-V-groove, 45 deg included angle, 1/4 in. (6.4 mm) root opening with backing (see Fig. 5.18a). For horizontal position qualification, the joint detail may, at the contractor's option, be as follows: single-bevel-groove, 45 deg groove angle, 1/4 in. root opening with backing (see Fig. 5.18b). Backing must be at least 3/8 in. (9.5 mm) by 3 in. (76.2 mm) if radiographic testing is used without removal of backing; it must be at least 3/8 in. by 2 in. (50.8 mm) for mechanical testing or for radiographic testing after the backing is removed. Minimum length of welding groove shall be 5 in. (127 mm).

## 5.19 Groove Weld Plate Qualification Test for Plate of Limited Thickness

The joint detail shall be as follows: 3/8 in. (9.5 mm) plate, single-V-groove, 45 deg included angle, 1/4 in. (6.4 mm) root opening with backing (see Fig. 5.19a). For horizontal position qualification the joint detail may, at the contractor's option, be as follows: single-bevel-groove, 45-deg groove angle, 1/4 in. root opening with backing (see Fig. 5.19b). Backing must be at

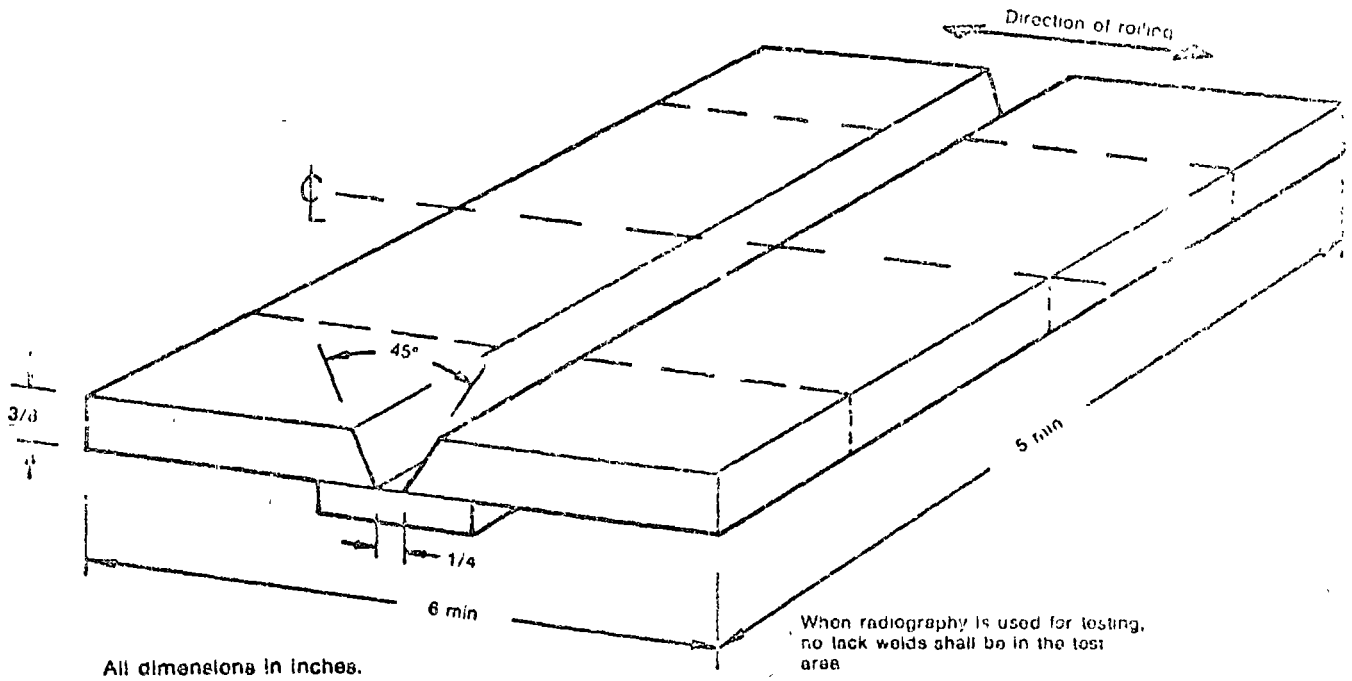
least 3/8 in. by 3 in. (76.2 mm) if radiographic testing is used without removal of backing. It must be at least 3/8 in. by 2 in. (50.8 mm) for mechanical testing or for radiographic testing after the backing is removed. Minimum length of welding groove shall be 5 in. (127 mm).

## 5.20 Groove Weld Qualification Test for Butt Joints on Pipe or Square or Rectangular Tubing

The joint detail shall be in accordance with a qualified welding procedure specification for a single-welded pipe butt weld or shall be as follows: pipe diameter-wall thickness as required, single-V-groove, 60 deg included angle, 1/8 in. (3.2 mm) max root face and root opening without backing strip (see Fig. 5.20a), or single-V-groove, 60 deg included angle and suitable root opening with backing (see Fig. 5.20b).

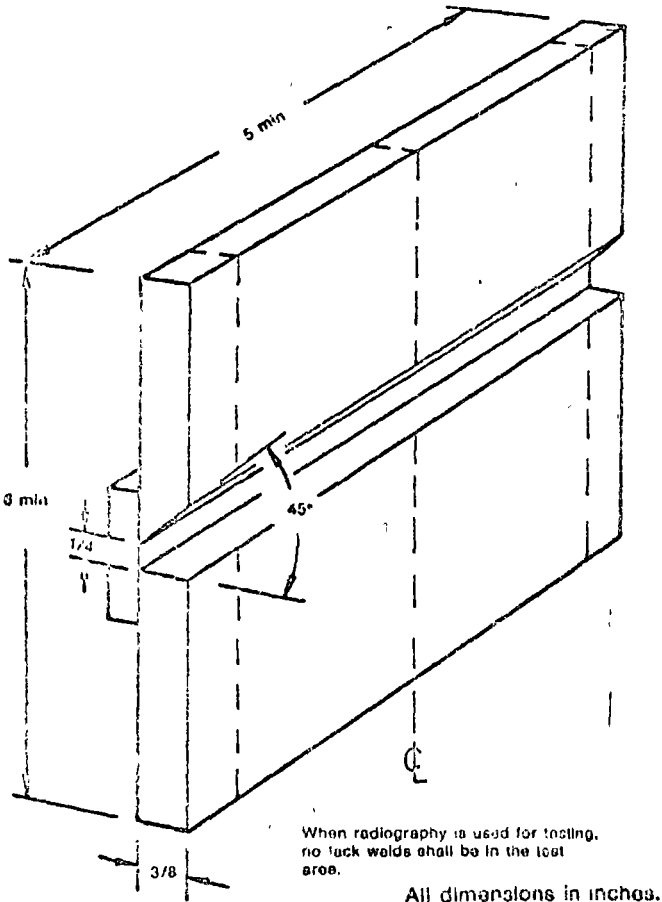
## 5.21 Groove Weld Qualification Test for T-, K-, or Y-Connections on Pipe or Square or Rectangular Tubing

The joint detail shall be as follows: single-bevel, 37 1/2 deg included angle with bevel on pipe or tube at least 1/2 in. thick; the square edge pipe or tube shall be at least 3/16 in. (4.8 mm) thicker than the beveled pipe



All dimensions in inches.

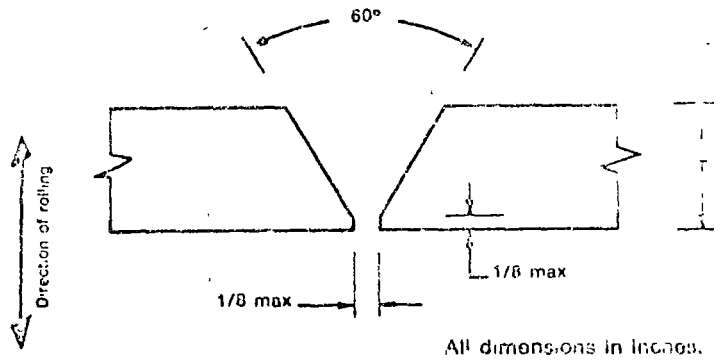
Fig. 5.19a—Test plate for limited thickness—all positions—welder qualification.



When radiography is used for testing, no tack welds shall be in the test area.

All dimensions in inches.

Fig. 5.19b—Optional test plate for limited thickness—horizontal position—welder qualification.



All dimensions in inches.

Fig. 5.20a—Plate and pipe butt joint—welder qualification—without backing.

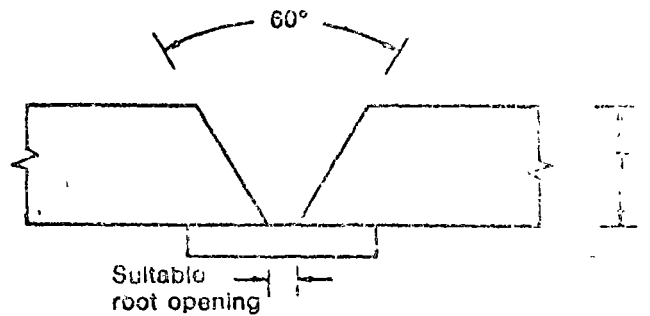


Fig. 5.20b—Pipe test butt joint—welder qualification—with backing.

thickness, 1/16 in. (1.6 mm) max root face and 1/8 in. (3.2 mm) root opening. A restriction ring shall be placed on the thicker material, within 1/2 in. (12.7 mm.) of the joint and shall extend at least 6 in. (152 mm.) beyond the surface of the pipe or tube. (See Fig. 5.21.) Test specimens for side bends shall be taken as indicated in Fig. 5.26.2 and machined to be standard specimens with parallel sides.

### 5.22 Fillet Weld Qualification Test for Fillet Welds Only

For fillet weld qualification only, the welder shall weld a test plate, according to Option 1 or Option 2, depending on the contractor's choice, as follows:

- 5.22.1 Option 1. Weld a T-test plate in accordance with Fig. 5.22.1.
- 5.22.2 Option 2. Weld a soundness test plate in accordance with Fig. 5.22.2.

### 5.23 Position of Test Welds

(See Table 5.23.)

#### 5.23.1 Groove Plate Test Welds

5.23.1.1 Qualification in the 1G (flat) position qualifies for flat position groove welding of plate, pipe and tubing, flat and horizontal position fillet welding of plate, and flat position fillet welding of pipe and tubing.

5.23.1.2 Qualification in the 2G (horizontal) position qualifies for flat and horizontal position groove and flat and horizontal position fillet welding of plate, pipe and tubing.

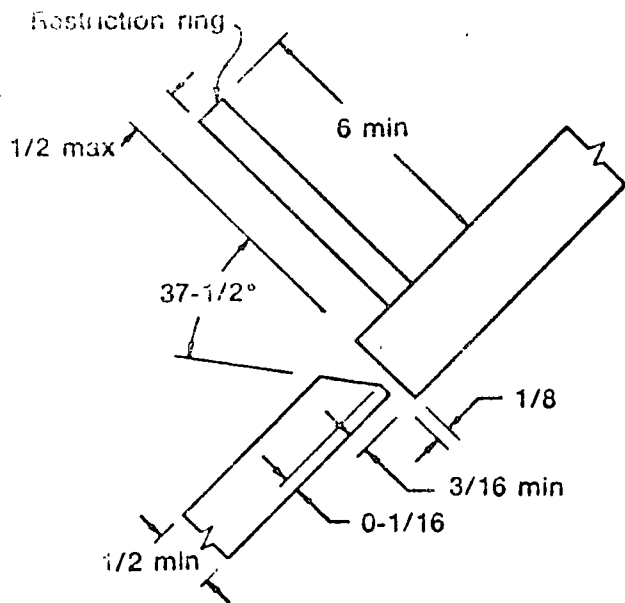


Fig. 5.21—Test joint for T, K, and Y connections on pipe or square or rectangular tubing—welder qualification.

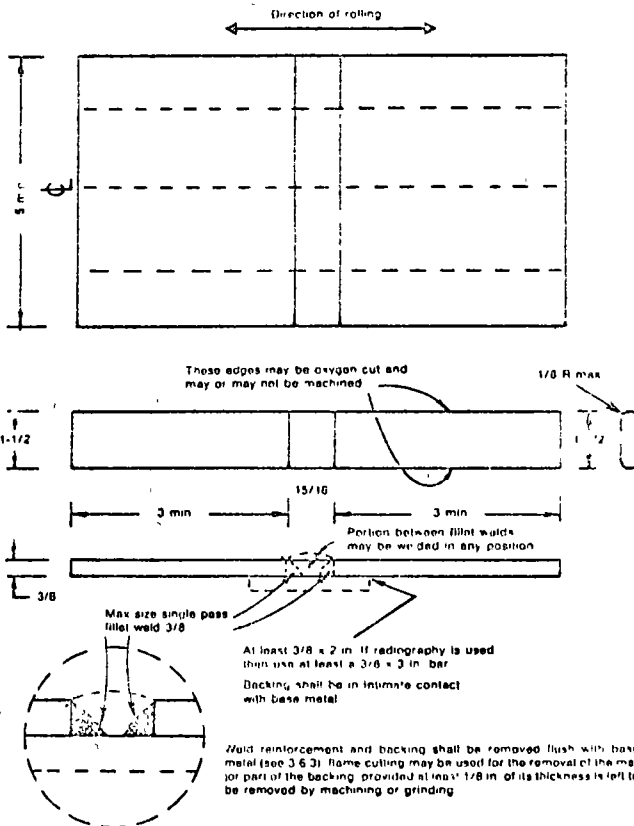


Fig. 5.22.2—Fillet-weld root-bend test plate—welder qualification—option 2.

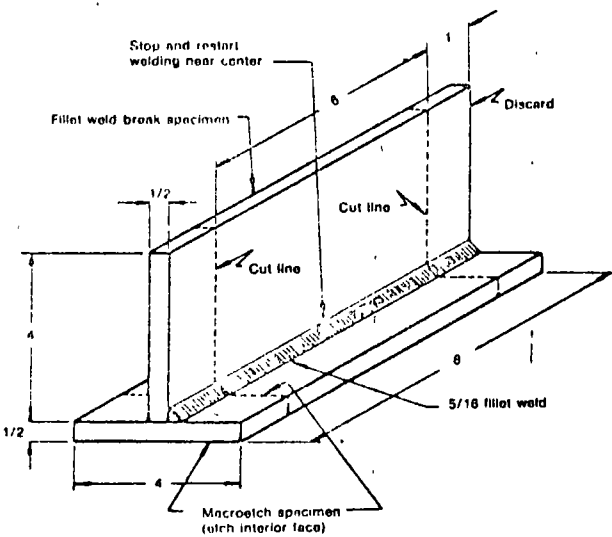


Fig. 5.22.1—Fillet-weld-break and macroetch test plate—welder qualification—option 1.

All dimensions in inches.

Table 5.23—Welder qualification—type and position limitations

Qualification test	Type of weld and position of welding qualified*				
	Weld	Plate or pipe positions**	Plate		Pipe
Groove			Fillet	Groove	Fillet
Plate — groove	1G	F	F, H	F	F
	2G	F, H	F, H	F, H	F, H
	3G	F, H, V	F, H, V		
	4G	F, OH	F, H, OH		
	3G & 4G	All	All		
Plate — fillet	1F		F		F
	2F		F, H		F, H
	3F		F, H, V		
	4F		F, H, OH		
	3F & 4F		All		
Pipe — groove	1G	F	F, H	F	F
	2G	F, H	F, H	F, H	F, H
	5G	F, V, OH	F, V, OH	F, V, OH	F, V, OH
	6G	Note 1	Note 1	Note 1	Note 1
	2G & 5G	Note 1	Note 1	Note 1	Note 1
	6GR	All	All	All	All

\* Positions of Welding: F=flat, H=horizontal, V=vertical, OH=overhead

\*\* See Figs. 5.8.1.1, 5.8.1.2 and 5.8.1.3

Note 1 — Qualifies for all but groove welds for T-, Y-, and K-connections.

5.23.1.3 Qualification in the 3G (vertical) position qualifies for flat, horizontal, and vertical position groove and flat, horizontal, and vertical position fillet welding of plate.

5.23.1.4 Qualification in the 4G (overhead) position qualifies for flat and overhead position groove and flat, horizontal, and overhead position fillet welding of plate.

### 5.23.2 Groove Pipe Test Welds

5.23.2.1 Qualification in the 1G (pipe horizontal rolled) position qualifies for flat position groove welding of pipe, tubing and plate, flat position fillet welding of pipe and tubing, and flat and horizontal position fillet welding of plate.

5.23.2.2 Qualification in the 2G (pipe vertical) position qualifies for flat and horizontal position groove and flat and horizontal position fillet welding of pipe, tubing, and plate.

5.23.2.3 Qualification in the 5G (pipe horizontal fixed) position qualifies for flat, vertical, and overhead position groove and flat, vertical, and overhead position fillet welding of pipe, tubing, and plate.

5.23.2.4 Qualification in the 6G (inclined fixed) position qualifies for all position groove and all position fillet welding of pipe, tubing, and plate.

5.23.2.5 Qualification for T-, K-, or Y-connections in the 6GR (inclined fixed) position qualifies for

groove T-, K-, or Y-connections and groove and fillet welding in all positions of pipe, tubing and plate.

### 5.23.3 Fillet Weld Test

5.23.3.1 Qualification in the 1F (flat) position qualifies for flat position fillet welding of plate, pipe, and tubing.

5.23.3.2 Qualification in the 2F (horizontal) position qualifies for flat and horizontal position fillet welding of plate, pipe and tubing.

5.23.3.3 Qualification in the 3F (vertical) position qualifies for flat, horizontal, and vertical position fillet welding of plate.

5.23.3.4 Qualification in the 4F (overhead) position qualifies for flat, horizontal, and overhead position fillet welding of plate.

5.23.4 Qualification on the groove plate test weld in 1G (flat) or 2G (horizontal) position shall also qualify for butt welding pipe with a backing in the same position qualified. If no backing is used in the groove plate test weld, this shall also qualify for groove welding pipe with or without backing in the same position qualified.

## 5.24 Base Metal

The base metal used shall comply with 10.2 or the procedure specification.



### 5.25 Joint Welding Procedure

The welder shall follow a joint welding procedure specification applicable to the joint details given in 5.18 or 5.19, whichever is applicable. For complete joint penetration groove welds, welded from one side, without backing, the welder shall follow a welding procedure specification applicable to the joint detail shown in Fig. 5.20a.

5.25.1 Weld cleaning shall be done with the test weld in the same position as the welding position being qualified.

### 5.26 Test Specimens: Number, Type and Preparation

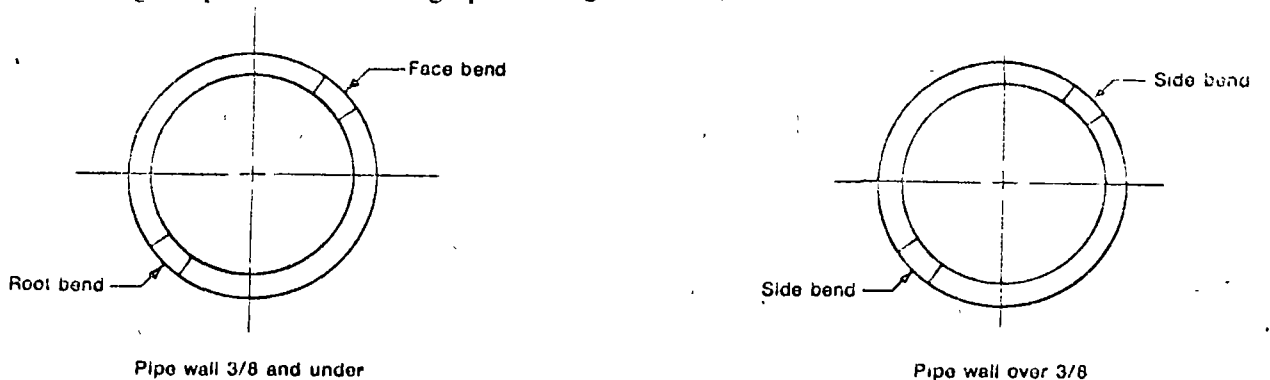
5.26.1 The type and number of test specimens that must be tested to qualify a welder by mechanical testing are shown in Table 5.26.1 together with the range of thickness that is qualified for use in construction by the thickness of the test plate, pipe, or tubing used in making the qualification. Radiographic testing

of the test weld may be used at the contractor's option in lieu of mechanical testing.

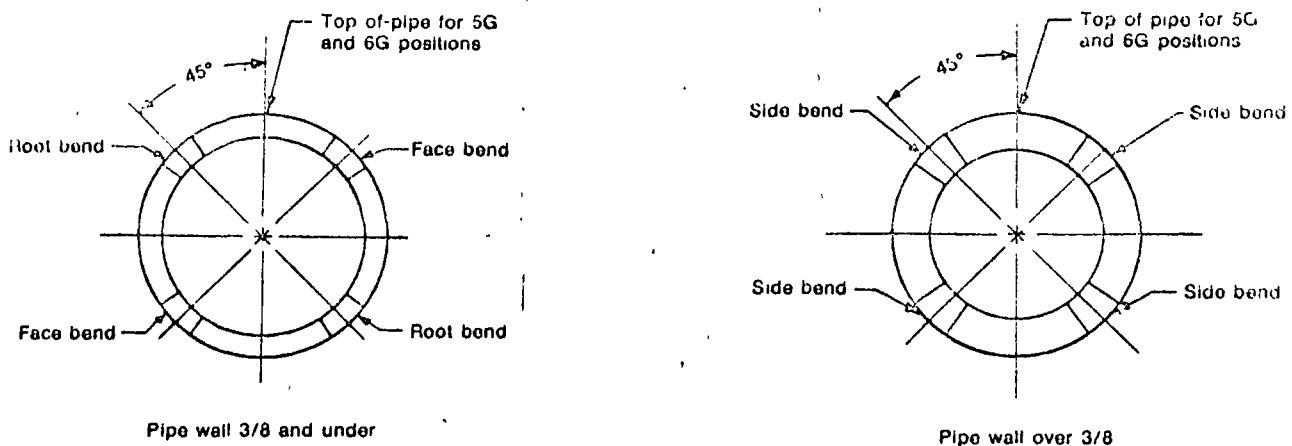
5.26.2 Guided bend test specimens shall be prepared by cutting the test plate, pipe, or tubing as shown in Figs. 5.18a, 5.18b, 5.19a, 5.19b, 5.22.2, or 5.26.2, whichever are applicable, to form specimens approximately rectangular in cross section. The specimens shall be prepared for testing in accordance with Figs. 5.10.1.3f through j, whichever is applicable.

5.26.3 The fillet weld break and macroetch test specimens shall be cut from the test joint as shown in Fig. 5.22.1. The end of the macroetch test specimen shall be smooth for etching.

5.26.4 If radiographic testing is used in lieu of the prescribed bend tests, the weld reinforcement need not be ground or otherwise smoothed for inspection unless its surface irregularities or juncture with the base metal would cause objectionable weld defects to be obscured in the radiograph. If the backing is removed for radiography, the root shall be ground flush (see 3.6.3) with the base metal.



SPECIMENS FOR 1G AND 2G POSITIONS



SPECIMENS FOR 5G and 6G POSITIONS

Fig. 5.26.2—Location of test specimens on welded test pipe—welder qualification.

Table 5.22.1—Number and type of specimens and range of thickness qualified—welder qualification

Type of weld	Thickness, t, of test plate or pipe as welded, in.	Pipe or tube size qualified in.	Plate, pipe, or tube wall thickness qualified, in. min      max		Visual Inspection	Bend Tests							
						Number of specimens						T-Joint Break	Macro-etch test
						All Positions except 5G & 6G			5G & 6G Positions Only				
Face	Root	Side	Face	Root	Side								
<u>Plate Test</u>													
Groove	3/8 (9.5 mm)		3/4 (19.0 mm) <sup>1</sup> max		Yes	1	1						
Groove	1 or over (25.4 mm)		Unlimited <sup>1</sup>		Yes		2						
Fillet	See Fig. 5.22.1 <sup>1</sup>		Unlimited		Yes					1	1		
Fillet	See Fig. 5.22.2 <sup>2</sup>		Unlimited		Yes		2						
<u>Pipe Test</u>													
Groove	2 in. Sch. 80 or 3 in. Sch. 40 Job size pipe Diam ≤ 4 (102 mm)	Through 4 (102 mm) 3/4 through 4 (19 mm through 102 mm)	0.063 (1.60 mm)	0.674 <sup>3</sup> (17.12 mm)	Yes	1	1	2	2				
Groove	6 in. Sch. 80 or 8 in. Sch. 120 Job size pipe Diam > 4 (102 mm)	4 and over (102 mm) 1, 2 diam or 4 min* (102 mm)	0.187 (4.75 mm)	Unlimited <sup>1</sup>	Yes		2			4			
Groove	See Fig. 5.21	T, K, and Y Connections	Unlimited <sup>1</sup>		Yes								

<sup>1</sup>Option No. 1<sup>2</sup>Option No. 2<sup>3</sup>Also qualifies for welding fillet welds to a maximum of unlimited thickness.<sup>4</sup>NRQC Radiographic examination of the welder or welding operator test plate or test pipe may be made in lieu of the bend test. See 5.3.2.

\*Minimum pipe size qualified shall not be less than 4 in. (102 mm) or 1/2d, whichever is greater, where d is diam. of test pipe.

## 5.27 Method of Testing Specimens

**5.27.1 Root-, Face-, or Side-Bend Specimens.** Each specimen shall be bent in a jig having the contour shown in Fig. 5.27.1 and otherwise substantially in accordance with that figure. Any convenient means may be used to move the male member with relation to the female member.

The specimen shall be placed on the female member of the jig with the weld at midspan. Face-bend specimens shall be placed with the face of the weld directed toward the gap. Root-bend and fillet-weld soundness specimens shall be placed with the root of the weld directed toward the gap. Side-bend specimens shall be placed with that side showing the greater discontinuity, if any directed toward the gap.

The plunger shall force the specimen into the die until the specimen becomes U-shaped. The weld and heat-affected zones shall be centered and proportioned completely within the bent portion of the specimen after testing.

When using a wrap around jig, the specimen shall be firmly clamped on one end so that the specimen does not slide during the bending operation. The weld and heat-affected zones shall be completely within the bent portion of the specimen after testing. Test specimens shall be removed from the jig when the outer roll has been moved 180 deg from the starting point.

**5.27.2 Fillet-Weld-Break Test.** The entire length of the fillet weld shall be examined visually and then the 6 in. (152 mm) long specimen shall be loaded in such a way that the root of the weld is in tension. The load shall be steadily increased or repeated until the specimen fractures or bends flat upon itself.

**5.27.3 Macroetch Test.** The test specimens shall be prepared with a finish suitable for macroetch examination. A suitable solution shall be used for etching to give a clear definition of the weld.

**5.27.4 Radiographic Test.** The radiographic procedure and technique shall be in accordance with the requirements of Part B, Section 6. Only the center half of the length of the test plate or 50 percent of the test pipe shall be subject to testing.

## 5.28 Test Results Required

**5.28.1 Root-, Face-, and Side-Bend Tests.** The convex surface of the specimen shall be examined for the appearance of cracks or other open discontinuities. Any specimen in which a crack or other open discontinuity exceeding 1/8 in. (3.2 mm) measured in any direction is present after the bending, shall be considered as having failed. Cracks occurring on the corners of the specimen during testing shall not be considered.

### 5.28.2 Fillet-Weld-Break Test

**5.28.2.1** To pass the visual examination, the fillet weld shall present a reasonably uniform appearance and shall be free of overlap, cracks, and excessive undercut. There shall be no porosity visible on the surface of the weld.

**5.28.2.2** The specimen shall pass the test if it bends flat upon itself. If the fillet weld fractures, the fractured surface shall show complete fusion to the root of the joint and shall exhibit no inclusion or porosity larger than 3/32 in. (2.4 mm) in greatest dimension. The sum of the greatest dimensions of all inclusions and porosity shall not exceed 3/8 in. (9.5 mm) in the 6 in. (152 mm) long specimen.

**5.28.3 Macroetch Test.** The specimen shall be examined for discontinuities and if discontinuities prohibited by 9.25 are found, it shall be considered as failed. The weld shall show fusion to the root but not necessarily beyond the root, and both legs shall be equal within 1/8 in. (3.2 mm). Convexity shall not exceed the limits specified in 3.6.1, e.g., 1/16 in. (1.6 mm) for a 5/16 in. (8.0 mm) test weld.

**5.28.4 Radiographic Test.** To qualify, the weld, as revealed by the radiograph, shall conform to the requirements of 9.25.

**5.28.5 Visual Inspection — Pipe and Tubing.** To qualify, the pipe weld when examined visually shall conform to the following requirements:

**5.28.5.1** The weld shall be free of cracks.

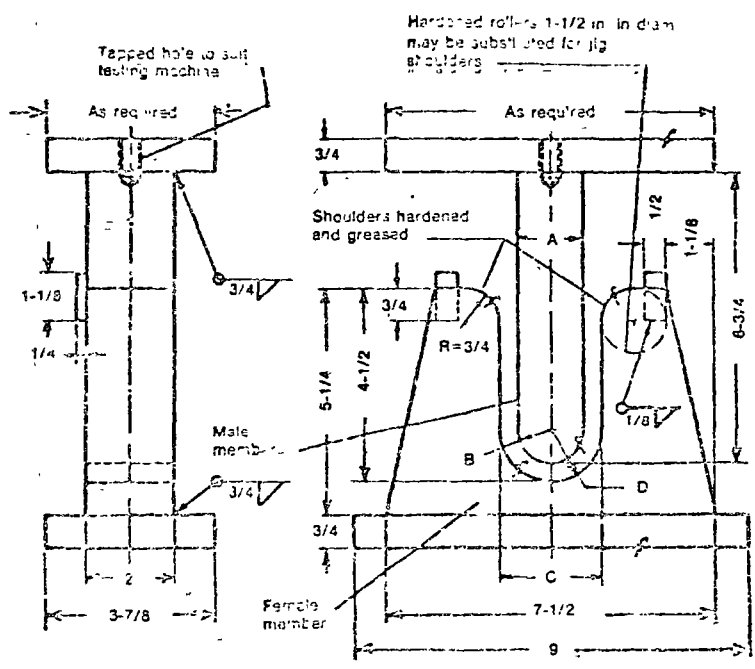
**5.28.5.2** All craters shall be filled to the full cross section of the weld.

**5.28.5.3** The face of the weld shall be at least flush with the outside surface of the pipe, and the weld shall merge smoothly with the base metal. Undercut shall not exceed 1/64 in. (0.4 mm). Weld reinforcement shall not exceed the following:

Pipe Wall Thickness, in. (mm)	Reinforcement, max., in. mm	
3/8 (9.5) or less	3/32	2.4
Over 3/8 to 3/4 (19.0) incl.	1/8	3.2
Over 3/4	3/16	4.8

**5.28.5.4** The root of the weld shall be inspected, and there shall be no evidence of cracks, incomplete fusion, or inadequate joint penetration. A concave root surface is permitted within the limits of 5.28.5.5 provided the total weld thickness is equal to or greater than that of the base metal.

**5.28.5.5** The maximum root surface concavity shall be 1/16 in. (1.6 mm) and 1/8 in. (3.2 mm) shall be the maximum melt-thru.



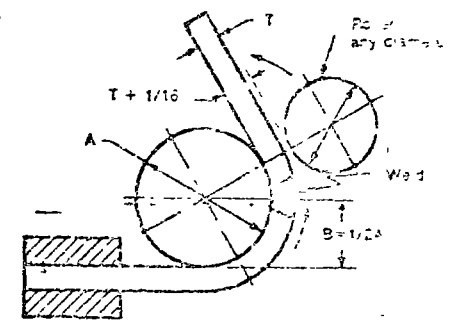
Material yield strength, psi*	A in.	B in.	C in.	D in.
50 000 & under	1-1/2	3/4	2-3/8	1-3/16
Over 50 000 to 90 000	2	1	2-7/8	1-7/16
90 000 & over	2-1/2	1-1/4	3-3/8	1-11/16

\*Minimum specified

A—Gu. 1-1/2 in. dia. jig

All dimensions in inches

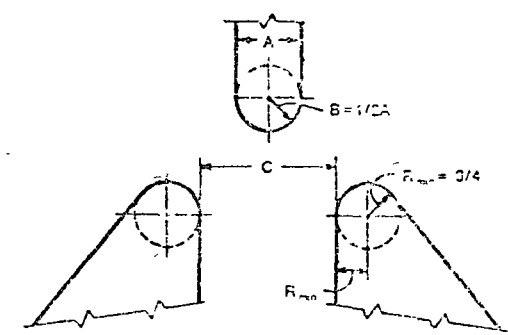
Fig. 5-27-1—Jig for guided-bend test.



Material yield strength, psi*	A in.	B in.
50 000 & under	1-1/2	3/4
Over 50 000 to 90 000	2	1
90 000 & over	2-1/2	1-1/4

\*Minimum specified

B—Alternative wrap-around guided bend test jig



Material yield strength, psi*	A in.	B in.	C in.
50 000 & under	1-1/2	3/4	2-3/8
Over 50 000 to 90 000	2	1	2-7/8
90 000 & over	2-1/2	1-1/4	3-3/8

\*Minimum specified

C—Alternative roller required guided-bend test jig for 90 degree bend of test specimen

5.29.0 Visual Inspection — Plate. For acceptable qualification, the welded test plates, when inspected visually, shall conform to the requirements for visual inspection in 9.25.1.

### 5.29 Retests

5.29.1 In case a welder fails to meet the requirements of one or more test welds, a retest may be allowed under the following conditions.

5.29.1.1 An immediate retest may be made consisting of two test welds of each type on which the welder failed. All retest specimens shall meet all the specified requirements.

5.29.1.2 A retest may be made provided there is evidence that the welder has had further training or practice. In this case a complete retest shall be made.

### 5.30 Period of Effectiveness

The welder's qualification as specified in this code shall be considered as remaining in effect indefinitely unless (1) the welder is not engaged in a given process of welding for which he is qualified for a period exceeding six months or unless (2) there is some specific reason to question a welder's ability. In case (1), the requalification test need be made only in the 3/8 in. (9.5 mm) thickness.

### 5.31 Records

Records of the test results shall be kept by the manufacturer or contractor and shall be available to those authorized to examine them.

## Part D

### Welding Operator Qualification

#### 5.32 General

The qualification tests described in Part D are specifically devised tests to determine the welding operator's ability to produce sound welds. The qualification tests are not intended to be used as a guide for welding during actual construction. The latter shall be performed in accordance with the requirements of the procedure specification.

#### 5.33 Limitation of Variables

5.33.1 For the qualification of a welding operator, the following rules shall apply.

5.33.1.1 Qualification established with any one of the steels permitted by this code shall be considered as qualification to weld any of the other steels.

5.33.1.2 A welding operator qualified with an approved electrode and shielding medium combination shall be considered qualified to weld with any other approved electrode and shielding medium combination for the process used in the qualification test.

5.33.1.3 For other than electroslag or electrogas welding, a welding operator qualified to weld with a multiple electrode shall be qualified to weld with a single electrode, but not vice versa.

5.33.1.4 An electroslag or electrogas welding operator qualified with an approved electrode and shielding medium combination shall be considered qualified to weld with any other approved electrode and shielding medium combination for the process used in the qualification test.

5.33.1.5 A change in the position in which welding is done as defined in 5.8 shall require requalification.

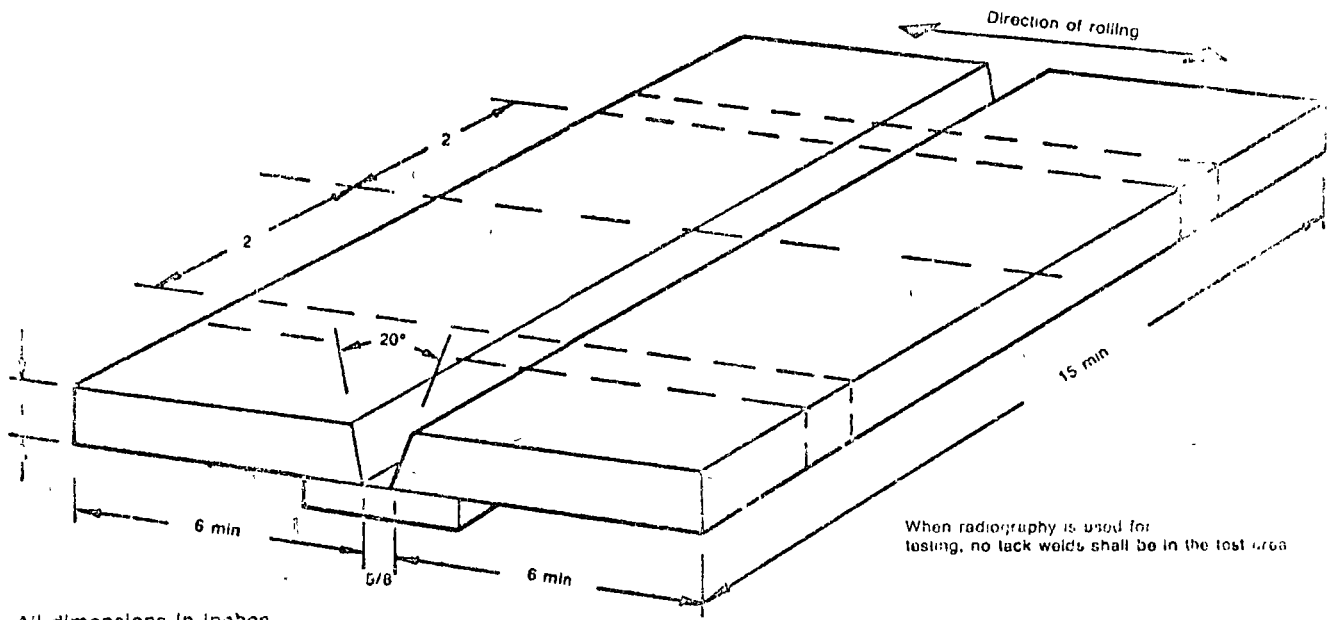
#### 5.34 Qualification Tests Required

5.34.1 The welding operator qualification test for other than electroslag or electrogas welding shall have a joint detail as follows: 1 in. (25.4 mm) plate, single-V-groove, 20 deg including groove angle, 5/8 in. (15.9 mm) root opening with backing. Backing must be at least 3/8 by 3 in. (9.5 by 76.2 mm) if radiography is used for testing without removal of backing. It must be at least 3/8 in. by 1-1/2 in. (9.5 by 38.1 mm) for mechanical testing or for radiographic testing after the backing is removed. Minimum length of welding groove shall be 15 in. (381 mm) (see Fig. 5.34.1). This test will qualify the welding operator for groove and fillet welding in materials of unlimited thickness.

5.34.2 The qualification test for an electroslag or electrogas welding operator shall consist of welding a joint of the maximum thickness of material to be used in construction, but the thickness of the material of the test weld need not exceed 1-1/2 in. (38.1 mm) (see Fig. 5.34.2). If a 1-1/2 in. thick test weld is made, no test need be made for lesser thicknesses. This test shall qualify the welding operator for groove and fillet welds in material of unlimited thickness.

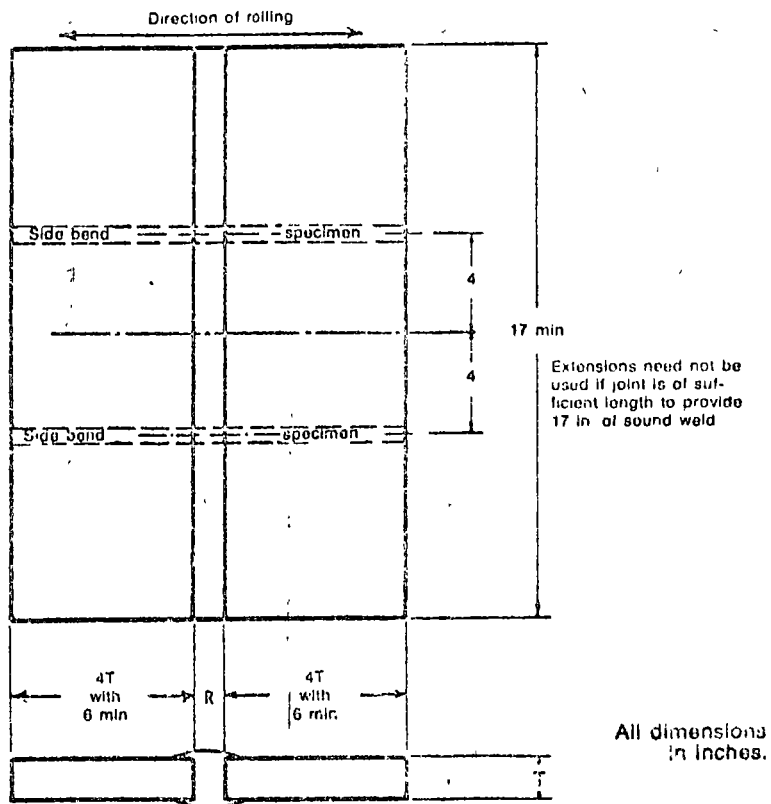
5.34.3 The welding operator who makes a complete joint penetration groove weld procedure qualification test that meets the requirements is thereby qualified for that process and test position for plate of thickness of the test plate welded. If the test plate is 1-1/2 in. (38.1 mm) or over in thickness in electroslag or electrogas welding or 1 in. (25.4 mm) or over for all other processes, the welding operator will be qualified for all thicknesses.

5.34.3.1 A welding operator qualified to weld pipe shall also be qualified to weld plate, but not vice versa, except as follows: qualification on plate in the 1G (flat), or 2G (horizontal) positions shall qualify the operator for welding pipe or tubing over 24 in. (600 mm) in diameter.



All dimensions in inches.

Fig. 5.34.1—Test plate for unlimited thickness—welding operator qualification.



All dimensions in inches.

Root opening "R" to be as established by procedure specification

T—max to be welded in construction but need not exceed 1-1/2 in

Fig. 5.34.2—Butt joint for welding operator qualification—electroslag and electrogas welding.

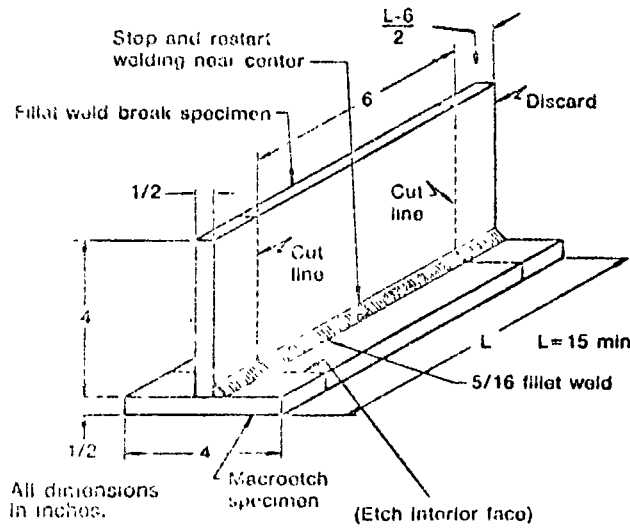


Fig. 5.34.4.1—Fillet-weld-break and macroetch test plate—welding operator qualification—option 1.

5.34.4 For fillet weld qualification only, the welder shall weld a test plate according to Option 1 or Option 2, depending on the contractor's choice, as follows:

5.34.4.1 Option 1. Weld a T-test plate in accordance with Fig. 5.34.4.1.

5.34.4.2 Option 2. Weld a soundness test plate in accordance with Fig. 5.34.4.2.

### 5.35 Base Metal

The base metal used shall comply with 10.2 or the procedure specification.

### 5.36 Joint Welding Procedure

The welding operator shall follow the joint welding procedure specified by the procedure specification.

5.36.1 Weld cleaning shall be done with the test weld in the same position as the welding position being qualified.

### 5.37 Test Specimens: Number, Type and Preparation

5.37.1 For mechanical testing, guided bend test specimens shall be prepared by cutting the test plate as shown in Figs. 5.34.1, 5.34.2, or 5.34.4.2, whichever is applicable, to form specimens approximately rectangular in cross section. The specimens shall be prepared for testing in accordance with Figs. 5.10.1.3h or 5.10.1.3a-5.10.1.3j, whichever are applicable.

5.37.1.1 At the contractor's option, radiographic testing of the weld may be performed in lieu of the guided-bend test.

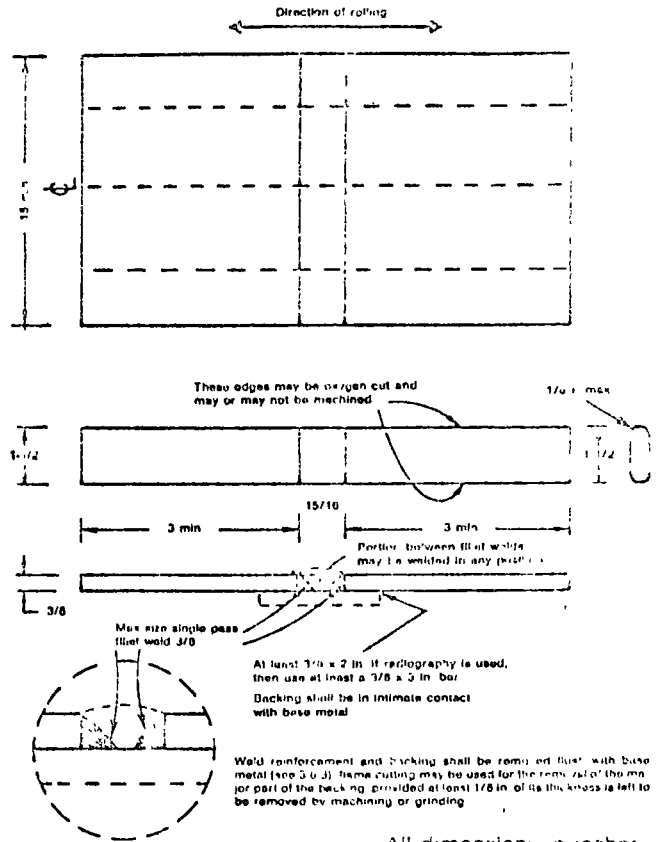


Fig. 5.34.4.2—Fillet-weld root-bend test plate—welding operator qualification—option 2.

5.37.2 If radiographic testing is used in lieu of the prescribed bend tests, the weld reinforcement need not be ground or otherwise smoothed for inspection unless its surface irregularities or juncture with the base metal would cause objectionable weld discontinuities to be obscured in the radiograph. If the backing is removed for radiographic testing, the root shall be ground flush with the base metal (see 3.6.3).

5.37.3 The fillet weld break and macroetch test specimens shall be cut from the test joint as shown in Fig. 5.34.4.1. The end of the macroetch test specimen shall be smooth for etching.

### 5.38 Method of Testing Specimens

5.38.1 Root- or Side-Bend Specimens. Each specimen shall be bent on a jig having the contour shown in Fig. 5.27.1 and otherwise substantially in accordance with that figure. Any convenient means may be used to move the male member with relation to the female member. The specimen shall be placed on the female member of the jig with the weld at midspan. Side-bend specimens shall be placed with that side showing greater discontinuities, if any, directed toward the gap; root-bend (fillet weld soundness) specimens shall be placed with the root of the weld directed toward the gap.

5.38.2 The radiographic procedure and technique shall be in accordance with the requirements of Part B, Section 6. Only the center half of the length of the test plate shall be subject to testing.

5.38.3 **Fillet-Weld-Break Test.** The entire length of the fillet weld shall be examined visually and then a 6 in. (152 mm) long specimen shall be loaded in such a way that the root of the weld is in tension. The load shall be steadily increased or repeated until the specimen fractures or bends flat upon itself.

5.38.4 **Macroetch Test.** The test specimens shall be prepared with a finish suitable for macroetch examination. A suitable solution shall be used to give a clear definition of the weld.

### 5.39 Test Results Required

5.39.1 **Root- or Side-Bend Tests.** The convex surface of the specimen shall be examined for the appearance of cracks or other open discontinuities. Any specimen in which a crack or other open discontinuity, exceeding 1/8 in. (3.2 mm) measured in any direction, is present after bending, shall be considered as having failed. Cracks occurring on the corners of the specimen during testing shall not be considered.

5.39.2 For acceptable qualification, the weld, as revealed by the radiograph, shall conform to the requirements of 9:25.

#### 5.39.3 Fillet-Weld-Break Test

5.39.3.1 To pass the visual examination, the fillet weld shall present a reasonably uniform appearance and shall be free of overlap, cracks, and excessive undercut. There shall be no porosity visible on the surface of the weld.

5.39.3.2 The specimen shall pass the test if it bends flat upon itself. If the fillet weld fractures, the fractured surface shall show complete fusion into the root of the joint and shall exhibit no inclusion or porosity larger than 3/32 in. (2.4 mm) in the greatest dimension. The sum of the greatest dimensions of all inclusions and porosity shall not exceed 3/8 in. (9.5 mm) in the 6 in. (152 mm) long specimen.

5.39.4 **Macroetch Test.** The test specimen shall be examined for discontinuities and if discontinuities prohibited by 9:25 are found, it shall be considered as failed. The weld shall show fusion to the root but not necessarily beyond the root and both legs shall be equal within 1/8 in. (3.2 mm). Convexity shall not exceed the limits specified in 3.6.1, e.g., 1/16 in. (1.6 mm) for a 5/16 in. (8.0 mm) test weld.

5.39.5 **Visual Inspection.** For acceptable qualification the welded test plate, when inspected visually, shall conform to the requirements for visual inspection in 9:25.1.

### 5.40 Retests

5.40.1 If a welding operator fails to meet the requirements of one or more test welds, a retest may be allowed under the following conditions:

5.40.1.1 An immediate retest may be made consisting of two test welds of each type on which he failed. All specimens shall meet all the requirements specified for such welds.

5.40.1.2 A retest may be made provided there is evidence that the welding operator has had further training or practice. In this case a complete retest shall be made.

### 5.41 Period of Effectiveness

The welding operator's qualification specified in Part D shall be considered as remaining in effect indefinitely unless (1) the welding operator is not engaged in the given process of welding for which he is qualified for a period exceeding six months; or unless (2) there is some specific reason to question the welding operator's ability.

### 5.42 Records

Records of the test results shall be kept by the manufacturer or contractor and shall be available to those authorized to examine them.

## Part E

### Qualification of Tackers

#### 5.43 General

The qualification tests described in Part E are specially devised tests to determine the tacker's ability to produce sound welds. The qualification tests are not intended to be used as a guide for tack welding during actual construction. The latter shall be performed in accordance with the requirements of the procedure specification.

#### 5.44 Limitation of Variables

5.44.1 For the qualification of a tacker the following rules shall apply:

5.44.1.1 Qualification established with any one of the steels permitted by this code shall be considered as qualification to tack weld any of the other steels.

5.44.1.2 A tacker qualified for shielded metal arc welding with an electrode identified in Table 5.44.1.2 shall be considered qualified to tack weld with any other electrode in the same group designation and with any electrode listed in a numerically lower group designation.



**Table 5.44.1.2 -- Electrode classification groups -- tacker qualification**

Group Designation	AWS Electrode Classification*
E4	EXX15, EXX16, EXX18
E3	EXX10, EXX11
E2	EXX12, EXX13, EXX14
E1	EXX20, EXX24, EXX27, EXX28

\*The letters "XX" used in the classification-designation in this table stand for the various strength levels (60, 70, 80, 90, 100, 110, and 120) of electrodes.

5.44.1.3 A tacker qualified with an approved electrode and shielding medium combination shall be considered qualified to tack weld with any other approved electrode and shielding medium combination for the process used in the qualification test.

5.44.1.4 A tacker shall be qualified for each process used.

5.44.1.5 A change in the position in which tacking is done as defined in 5.8 shall require requalification.

### 5.45 Qualification Tests Required

A tacker shall be qualified by one test plate made in each position in which he is to tack weld.

### 5.46 Base Metal

The base metal used shall comply with 10.2 or the procedure specification.

### 5.47 Test Specimens: Number, Type and Preparation

The tacker shall make a 1/4 in. (6.4 mm) maximum size tack weld approximately 2 in. (50.8 mm) long on the fillet-weld-break specimen as shown in Fig. 5.47, using a 5/32 in. (4.0 mm) diameter electrode.

### 5.48 Method of Testing Specimens

A force shall be applied to the specimen as shown in Fig. 5.48 until rupture occurs. The force may be applied by any convenient means. The surface of the weld and of the fracture shall be examined visually for defects.

### 5.49 Test Results Required

5.49.1 The tack weld shall present a reasonably uniform appearance and shall be free of overlap, cracks and excessive undercut. There shall be no porosity visible on the surface of the tack weld.

5.49.2 The fractured surface of the tack weld shall show fusion to the root but not necessarily beyond and shall exhibit no incomplete fusion to the base metal nor any inclusion or porosity larger than 3/32 in. (2.4 mm) in greatest dimension.

5.49.3 A tacker who passes the fillet-weld-break test shall be eligible to tack weld all types of joints for the process and in the positions in which he has qualified.

### 5.50 Retests

In case of failure to pass the above test, the tacker may make one retest without additional training.

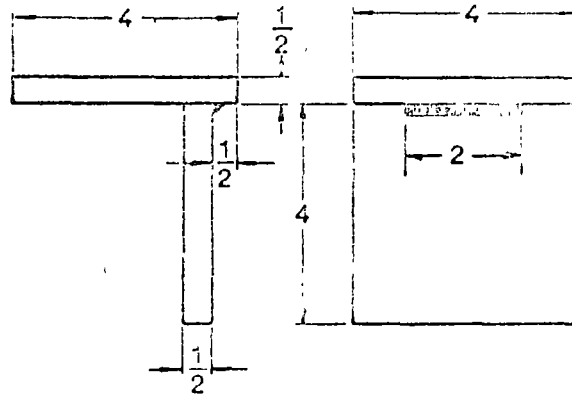


Fig. 5.47—Fillet-weld-break specimen—tacker qualification.

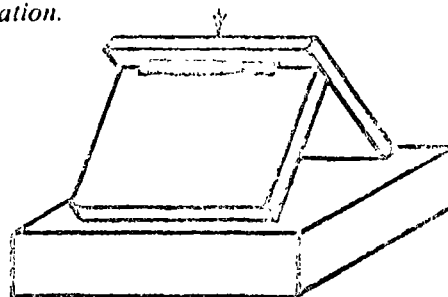


Fig. 5.48—Method of rupturing specimen—tacker qualification.

### 5.51 Period of Effectiveness

A tacker who passes the test just described shall be considered eligible to perform tack welding indefinitely in the positions and with the processes for which he is qualified unless there is some specific reason to question his ability. In such case, the tacker shall be required to demonstrate his ability to make sound tack welds by again passing the prescribed tack welding test.

### 5.52 Records

Records of the test results shall be kept by the manufacturer or contractor and shall be available to those authorized to examine them.

## Metric (SI) Equivalents for Section 5 Figures

in.	mm	in.	mm	in.	mm	in.	mm	in.	mm	in.	mm
0.003	0.08	1/4	6.4	1	25.4	1-3/4	44.5	3-7/8	98.4	8	203
0.005	0.13	5/16	8.0	1-1/8	28.6	2	50.8	4	102	9	230
0.007	0.18	0.350	8.89	1-5/16	30.2	2-1/4	57.2	4-1/2	115	12	305
0.010	0.25	3/8	9.5	1-1/4	31.7	2-3/8	60.3	5	127	13	330
1/16	1.6	1/2	12.7	1.000	35.56	2-1/2	63.6	5-1/4	133	14	354
1/8	3.2	0.500	12.70	1-1/16	36.5	2-7/8	73.0	6	152		
3/16	4.8	3/4	19.0	1-1/2	38.1	3	76.2	6-3/4	171		
0.250	6.35	15/16	23.8	1-11/16	42.9	3-3/8	85.7	7-1/2	190		

## 6. Inspection

### *Part A*

### *General Requirements*

#### 6.1 General

6.1.1 The inspector,<sup>2</sup> designated by the Engineer shall ascertain that all fabrication by welding is performed in accordance with the requirements of this code.

6.1.2 He shall be furnished with complete detail drawings showing the size, length, type, and location of all welds to be made.

6.1.3 He shall be notified, in advance, of the start of any welding operations.

#### 6.2 Inspection of Materials

The Inspector shall make certain that only materials conforming to the requirements of this code are used.

#### 6.3 Inspection of Welding Procedure Qualification and Equipment

6.3.1 The Inspector shall make certain that all welding procedures are prequalified and covered by a welding procedure specification or are qualified in accordance with 5.2 of the code.

6.3.2 He shall inspect the welding equipment to be used for the work to make certain that it conforms to the requirements of 3.1.2.

#### 6.4 Inspection of Welder, Welding Operator, and Tacker Qualifications

6.4.1 The Inspector shall permit welding to be performed only by welders, welding operators, and tackers who are qualified in accordance with the requirements of 5.3, or shall make certain that each welder, welding operator, or tacker has previously

<sup>2</sup>The Inspector is the duly designated person who acts for and in behalf of the Engineer on all inspection and quality matters within the scope of this code.

demonstrated his qualification under other acceptable supervision.

6.4.2 When the quality of a welder's, welding operator's, or tacker's work appears to be below the requirements of this code, the Inspector may require a welder, welding operator, or tacker to demonstrate his ability to produce sound welds by means of a sample test, such as the fillet weld break test, or by requiring complete requalification in accordance with 5.3.

6.4.3 The Inspector shall require requalification of any welder, welding operator, or tacker who has not used the process for which he has been qualified for a period exceeding six months.

#### 6.5 Inspection of Work and Records

6.5.1 The Inspector shall make certain that the size, length, and location of all welds conform to the requirements of this code and to the detail drawings, that no specified welds are omitted, and that no unspecified welds have been added without approval.

6.5.2 The Inspector shall make certain that only welding procedures that meet the provisions of 5.1 and 5.2 are employed.

6.5.3 The Inspector shall make certain that electrodes are used only in the positions and with the type of welding current and polarity for which they are classified.

6.5.4 The Inspector shall, at suitable intervals, observe the technique and performance of each welder, welding operator, and tacker to make certain that the applicable requirements of Section 4 are met.

6.5.5 The Inspector shall examine the work to make certain that it meets the requirements of Section 3 and 8.15, 9.25, or 10.17 as applicable. Size and contour of welds shall be measured with suitable gages. Visual inspection for cracks in welds and base metal and other discontinuities should be aided by a strong light, magnifiers, or such other devices as may be found helpful.

6.5.6 The Inspector shall identify with a distinguishing mark all parts or joints that he has inspected and accepted.

6.5.7 The Inspector shall keep a record of qualifications of all welders, welding operators, and tackers, all procedure qualifications or other tests that are made, and such other information as may be required.

## 6.6 Obligations of Contractor

6.6.1 The contractor shall comply with all requests of the Inspector to correct improper workmanship and to remove and replace or correct as instructed, all welds found unacceptable or deficient.

6.6.2 In the event that faulty welding, or its removal for reworking, damages the base metal so that, in the judgment of the Engineer, its retention is not in accordance with the intent of the drawings and specifications, the contractor shall remove and replace the damaged base metal or shall compensate for the deficiency in a manner approved by the Engineer.

6.6.3 The contractor shall be responsible for visual examination and necessary correction of all welds in accordance with the requirements of 3.7 and 8.15.1, 9.25.1 or 10.17.1.

6.6.4 When nondestructive testing, other than visual inspection, is specified in the information furnished to bidders it shall be the contractor's responsibility to insure that all specified welds meet the quality requirements of 8.15, 9.25 or 10.17, whichever is applicable.

6.6.5 If nondestructive testing, other than visual inspection, is not specified in the original contract agreement but is subsequently requested by the owner, the contractor shall perform any requested testing or shall permit any testing to be performed in accordance with 6.7. The owner shall be responsible for all associated costs including handling, surface preparation, nondestructive testing, and repair of discontinuities other than those listed in 8.15.1, 9.25.1 or 10.17.1, whichever is applicable, at rates mutually agreeable between owner and contractor. However, if such testing should disclose an attempt to defraud or gross nonconformance to this code, repair work shall be done at the contractor's expense.

## 6.7 Nondestructive Testing

6.7.1 When nondestructive testing, other than visual, is to be required, it shall be so stated in information furnished to the bidders. This information shall designate the welds to be examined, the extent of examination of each weld, and the method of testing.

6.7.2 Welds tested nondestructively that do not meet the requirements of this code shall be repaired by the methods permitted by 3.7.

6.7.3 When radiographic testing is used, the procedure and technique shall be in accordance with Part B of this section.

6.7.4 When ultrasonic testing is used, the procedure and technique shall be in accordance with Part C of this section.

6.7.5 When magnetic particle testing is used, the procedure and technique shall be in accordance with ASTM Specification E109, and the standards of acceptance shall be in accordance with 8.15, 9.25 or 10.17 of this code, whichever is applicable.

6.7.6 For detecting discontinuities that are open to the surface, dye penetrant inspection may be used. The standard methods set forth in ASTM Specification E165 shall be used for dye penetrant inspection, and the standards of acceptance shall be in accordance with 8.15, 9.25 or 10.17 of this code, whichever is applicable.

6.7.7 **Personnel Qualification.** Personnel performing nondestructive testing shall be qualified in accordance with the current edition of American Society for Nondestructive Testing Recommended Practice No. SNT-TC-1A.<sup>26</sup> Only individuals qualified for NDT LEVEL I and working under the NDT LEVEL II, or individuals qualified for NDT LEVEL II may perform nondestructive testing.

## Part B

### Radiographic Testing of Welds

## 6.8 General

6.8.1 The procedure and standards set forth in Part B are to govern radiographic testing of welds when such inspection is required by the stipulation of 6.7. These procedures are entirely for testing groove welds in butt joints.

6.8.2 Variation in testing procedure, equipment and acceptance standards not included in Part B may be used upon agreement with the Engineer. Such variations include the radiographic testing of fillet, T, or corner welds; changes in source to film distances; unusual application of film for unusual geometries; unusual penetrameter application; film types or densities; and film exposure or development variations.

## 6.9 Extent of Testing

6.9.1 Information furnished to the bidder shall clearly identify the extent of radiographic testing.

6.9.2 When complete testing is specified, the entire length of the weld in each designated joint shall be inspected.

<sup>26</sup>Available from the American Society for Nondestructive Testing, 914 Chicago Ave., Evanston, IL 60602

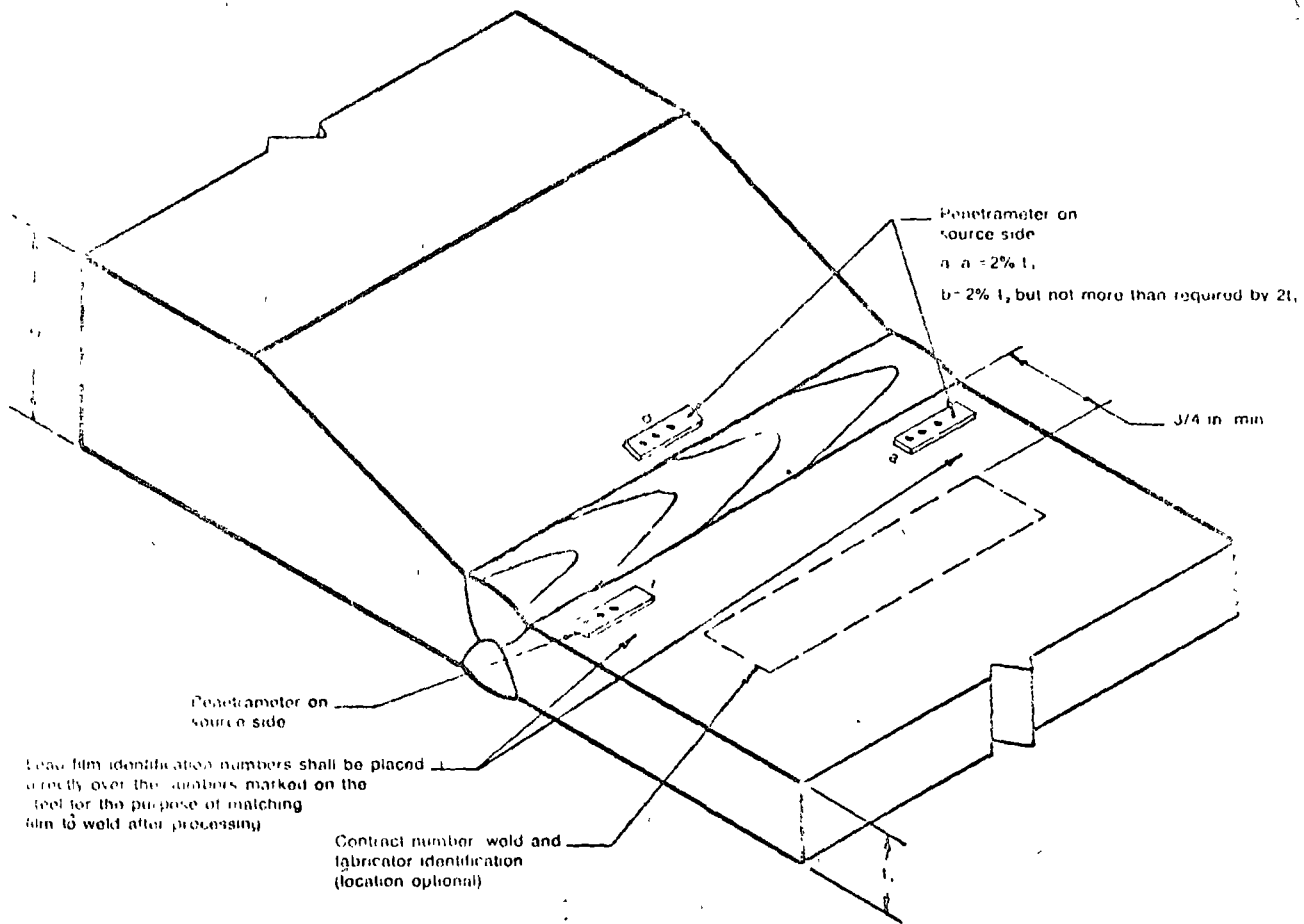


Fig 6.10.4—Radiograph identification and penetrameter location on transition joints.

6.9.3 When spot testing is specified, the number of spots in each designated category of welded joint to be radiographed in a stated length of weld shall be included in information furnished to the bidders. Each spot radiograph shall show at least 4 in. (102 mm) of weld length. If a spot radiograph shows discontinuities that require repair as defined in 6.11.1, two adjacent spots shall be inspected. If discontinuities requiring repair are shown in either of these, the entire length of weld in that welded joint shall be tested radiographically.

## 6.10 Radiographic Procedure

6.10.1 Radiographs shall be made by either x-ray or isotope radiation methods. All radiographs shall determine quantitatively the size of discontinuities having thickness equal to or greater than 2 percent of the thickness of the thinner of the parts joined by the weld under examination. They shall be clean, free of film processing defects, and shall have an H&D<sup>29</sup> density of not less than 1.5 nor more than 4.0. Although radiographs (each single film) may have an

H&D density of 1.5 minimum to 4.0 maximum, densities within the range of 2.5 to 3.5 are preferred. Radiographs, except as modified by 6.10.4, shall show

6.10.1.1 The smallest hole in each penetrameter as specified by Fig. 6.10.5b.

6.10.1.2 The penetrameter identification number.

6.10.1.3 The radiographic identification and location marks indicated in Figs. 6.10.4 and 6.10.5a and required by 6.10.6.

6.10.2 Radiography shall be performed in accordance with all applicable safety requirements.

6.10.3 A weld that is to be radiographed need not be ground or otherwise smoothed for purposes of radiographic testing unless its surface irregularities or juncture with the base metal could cause objectionable weld discontinuities to be obscured in the radiograph.

<sup>29</sup>The film characteristic curve (sensitometric curve) that expresses the relation between the exposure applied to photographic material and the resulting photographic density.

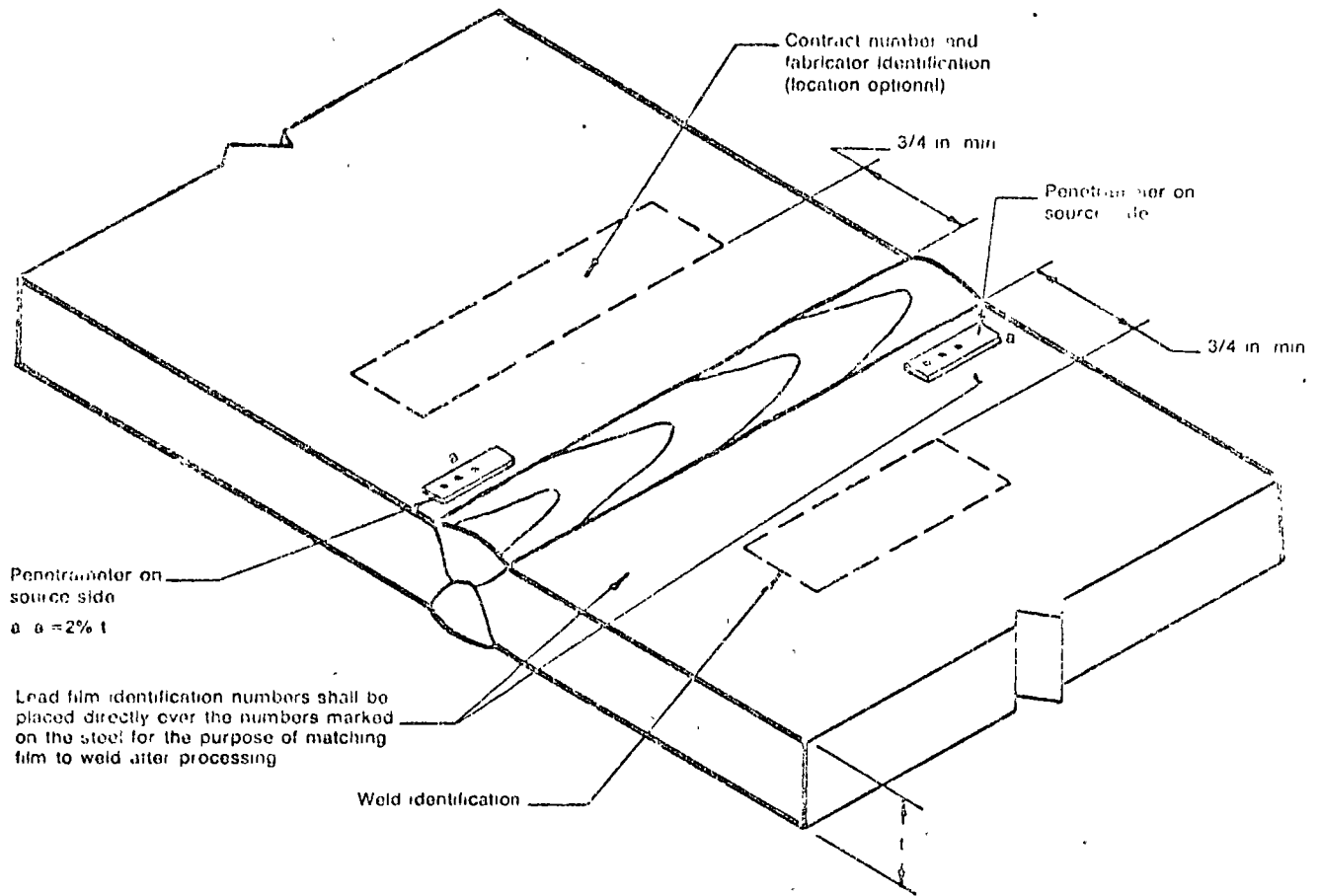


Fig. 6.10.5a—Radiograph identification and penetrometer location on approximately equal thickness joints

When weld reinforcement or backing is not removed, carbon steel shims shall be placed under the penetrometer so that the total thickness of steel between the penetrometer and the film is at least equal to the average thickness of the weld measured through its reinforcement and backing.

6.10.4 When weld transitions in thickness are radiographed, and the ratio of the thicker weld section to the thinner weld section is 3 or greater, radiographs should be exposed to produce a density of 3.0 to 4.0 in the thinner section. When this is done, densities of less than 1.5 will be accepted in the thicker section. Except for this condition, densities outside the maximum and minimum limits specified in 6.10.1 shall be cause for rejection of the film. Penetrameters on transition joints shall be positioned as shown in Fig. 6.10.4

6.10.5 Two or more penetrameters shall be used for each radiograph on a film 10 in. (254 mm) or more in length. Only one penetrometer need be used for radiographs on films less than 10 in. in length.

All dimensions in inches.

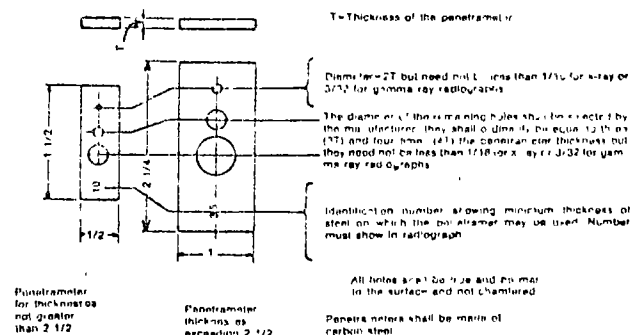


Fig. 6.10.5b—Details of penetrameters.

Penetrameters shall be placed on the side of the work nearer the radiation source, as shown in Figs. 6.10.4 and Fig. 6.10.5a. Penetrameters shall conform to the details shown in Fig. 6.10.5b except that other penetrameters, such as ASME, may be used provided they have identification numbers indicating penetrometer thickness in thousandths of an inch and comply with all other conditions of this paragraph and Fig. 6.10.5b. The thickness of each penetrometer shall

be equal to or less than 2 percent of the thickness of the thinner of the parts joined by the weld under examination, but need not be less than 0.005 in. (0.13 mm)

6.10.5.1 Each penetrameter shall carry lead numbers which identify the minimum thickness of material (to the nearest 0.05 in. [1.3 mm]) for which it may be used. The images of these identifying numbers shall appear clearly on the radiograph.

6.10.6 A radiograph identification mark and two location identification marks shall be placed on the steel at each radiograph location. A corresponding radiograph identification mark, and a location identification mark, both of which will show in the radiograph, shall be superimposed on each of the location identification marks made on the steel to provide a means for matching the developed radiograph to the weld. Any additional information shall be preprinted no less than 3/4 in. (19.0 mm) from the edge of the weld, or shall be indicated by lead figures on steel.

6.10.7 Radiographs shall be made with a single source of radiation approximately centered with respect to the length of area being examined. The perpendicular distance from the radiation source to the film shall be no less than seven times the maximum thickness of the weld under examination, and the rays shall not penetrate the weld at an angle greater than 26-1/2 deg from a line perpendicular to the weld surface. The film, during exposure, shall be as close to the surface of the weld opposite the source of radiation as possible.

## 6.11 Acceptability of Welds

Welds shown by radiographic testing to have discontinuities prohibited by 8.15, 9.25, or 10.17.2 shall be corrected in accordance with 3.7.

## 6.12 Examination, Report and Disposition of Radiographs

6.12.1 The contractor shall provide a suitable high intensity viewer with sufficient capacity to illuminate radiographs with a density of 4.0 without difficulty. (It is recommended that at least a two level or variable intensity illuminator be used.)

6.12.2 Before a weld subject to radiographic testing by the contractor for the owner is accepted, all of its radiographs, including any that show unacceptable quality prior to repair, and a report interpreting them, shall be submitted to the Inspector.

6.12.3 A full set of radiographs for welds subject to radiographic testing by the contractor for the owner, including any that show unacceptable quality prior to repair, shall be delivered to the owner upon comple-

tion of the work. The contractor's obligation to retain radiographs shall cease: (1) upon delivery of this full set to the owner, or (2) one full year after completion of the contractor's work, in the event that delivery is not made.

## Part C

### Ultrasonic Testing of Groove Welds

#### 6.13 General

6.13.1 The procedures and standards set forth in Part C are to govern the ultrasonic testing of groove welds between the thicknesses of 5/16 in. (8.0 mm) and 8 in. (203 mm) inclusive, when such testing is required by 6.7 of this code. These procedures and standards are not to be used for testing tube to tube T, Y, or X connections (see 10.17.4), or as a basis for rejection of the base metal.

6.13.2 Variations in testing procedure, equipment, and acceptance standards not included in Part C of Section 6 may be used upon agreement with the Engineer. Such variations include other thicknesses, weld geometries, transducer sizes, frequencies, couplant, etc.

6.13.3 Spot radiography is suggested to supplement ultrasonic testing of electroslag and electrogas butt welds in material 2 in. (50.8 mm) and over in thickness to detect possible piping porosity.

#### 6.14 Extent of Testing

6.14.1 Information furnished to the bidders shall clearly identify the extent of ultrasonic testing.

6.14.2 When complete testing is specified, the entire length of the weld in each designated joint shall be tested.

6.14.3 When spot testing is specified, the number of spots in each designated category of weld or the number required to be made in a stated length of weld shall be included in the information furnished to the bidders. Each spot tested shall cover at least 4 in. (102 mm) of the weld length. When spot testing reveals discontinuities that require repair, two adjacent spots shall be tested. If discontinuities requiring repair are revealed in either of these, the entire length of the weld in that welded joint shall be tested ultrasonically.

### 6.15 Ultrasonic Equipment

6.15.1 The ultrasonic test instrument shall be of the pulse-echo type. It shall generate, receive, and present on a cathode ray tube (CRT) screen pulses in the frequency range from one to six megahertz (MHz). The presentation on the CRT screen shall be the "video" type, characterized by a clean, crisp trace.

6.15.2 The horizontal linearity of the test instrument shall be within plus or minus 5 percent over the linear range which includes 90 percent of the sweep length presented on the CRT screen for the longest sound path to be used. The horizontal linearity shall be measured by the techniques prescribed by Section 7.9 of ASTM E237 except that the results may be tabulated rather than graphically presented.

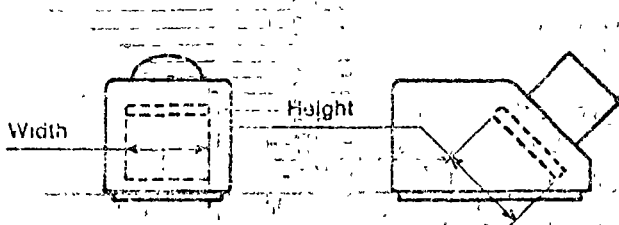


Fig. 6.15.7.2—Transducer crystal.

6.15.3 Test instruments shall include internal stabilization so that after warm up, no variation in response greater than  $\pm 1$  db occurs with supply voltage changes of  $\pm 15$  percent nominal or, in the case of battery powered instruments, over the battery charge operating life. There shall be an alarm or meter to signal a drop in battery voltage, prior to instrument shutoff due to battery exhaustion.

6.15.4 The test instrument shall have a calibrated gain control (attenuator) adjustable in discrete 1 or 2 db steps over a range of at least 60 db. The accuracy of the gain control settings shall be within plus or minus 1 decibel.

6.15.5 The dynamic range of the instrument's CRT display shall be such that a difference of 1 db of amplitude can be easily detected on the CRT.

6.15.6 Straight beam search unit transducers shall have an active area of not less than  $1/2$  in.<sup>2</sup> (323 mm<sup>2</sup>) nor more than 1 in.<sup>2</sup> (645 mm<sup>2</sup>). The transducer shall be round or square. Transducer frequency shall be 2 to 2.5 MHz. Transducers shall be capable of resolving the three reflections as described in 6.21.1.3.

6.15.7 Angle beam search units shall consist of a transducer and an angle wedge. The unit may be comprised of the two separate elements or may be an integral unit.

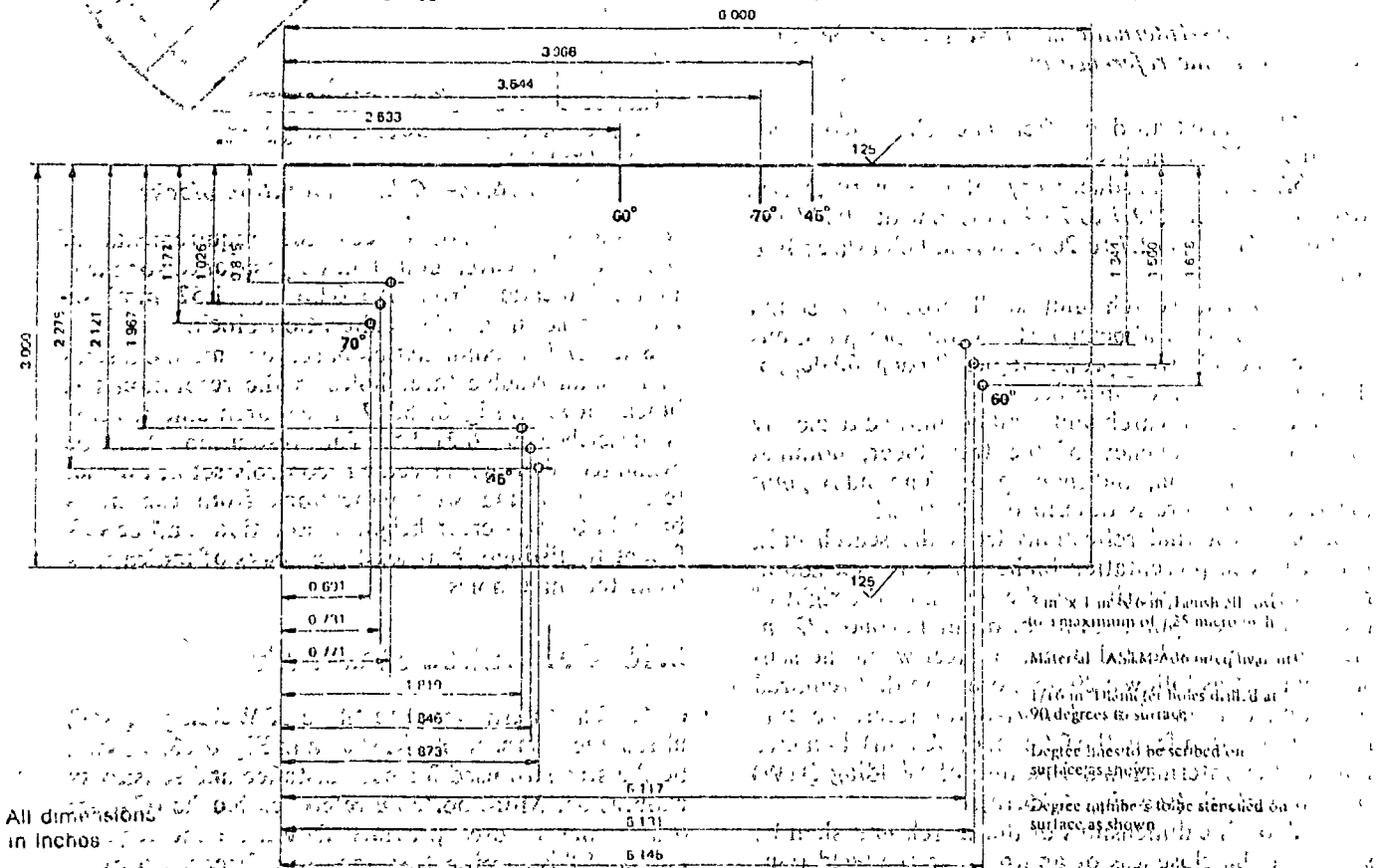


Fig. 6.15.7.7—Resolution test block.



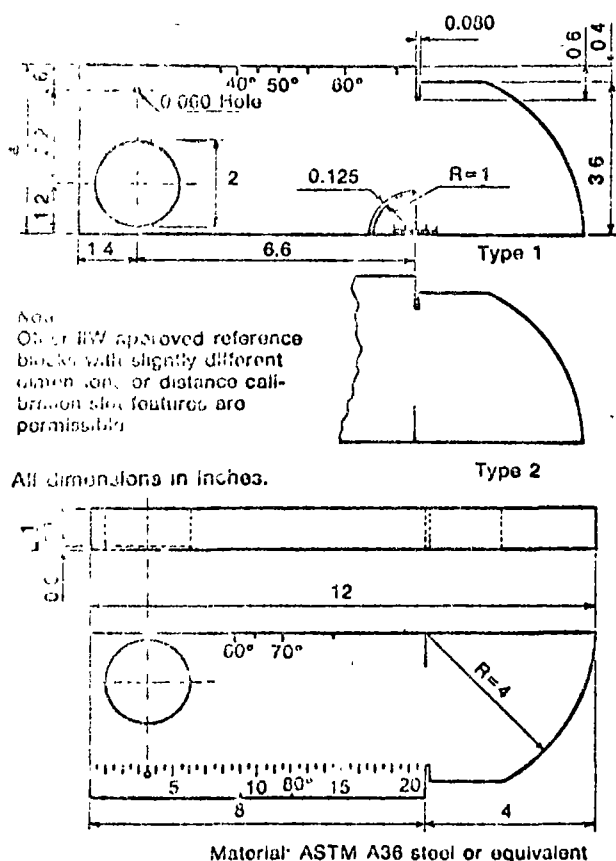


Fig. 6.16.1a—International Institute of Welding (IIW) ultrasonic reference block.

6.15.7.1 The transducer frequency shall be between 2 and 2.5 MHz, inclusive.

6.15.7.2 The transducer crystal may vary in size from 1/2 to 1 in. (12.7 to 25.4 mm) in width and from 1/2 to 13/16 in. (12.7 to 20.6 mm) in height (see Fig. 6.15.7.2).

6.15.7.3 The search unit shall produce a sound beam in the material being tested within plus or minus 2 deg of the following proper angles: 70 deg, 60 deg, or 45 deg, as described in 6.22.2.2.

6.15.7.4 Each search unit shall be marked to clearly indicate the frequency of the transducer, nominal angle of refraction, and index point. The index point location procedure is described in 6.21.2.1.

6.15.7.5 Internal reflections from the search unit, with a screen presentation higher than the horizontal reference line, appearing on the screen to the right of the sound entry point shall not occur beyond 1/2 in. (12.7 mm) equivalent distance in steel when the sensitivity is set as follows: 20 db more than that required to produce a maximized horizontal reference line height indication from the 0.06 in. (1.52 mm) diameter hole in the International Institute of Welding (IIW) reference block (see Fig. 6.16.1a).

6.15.7.6 The dimensions of the search unit shall be such that the closeness of approach to the weld rein-

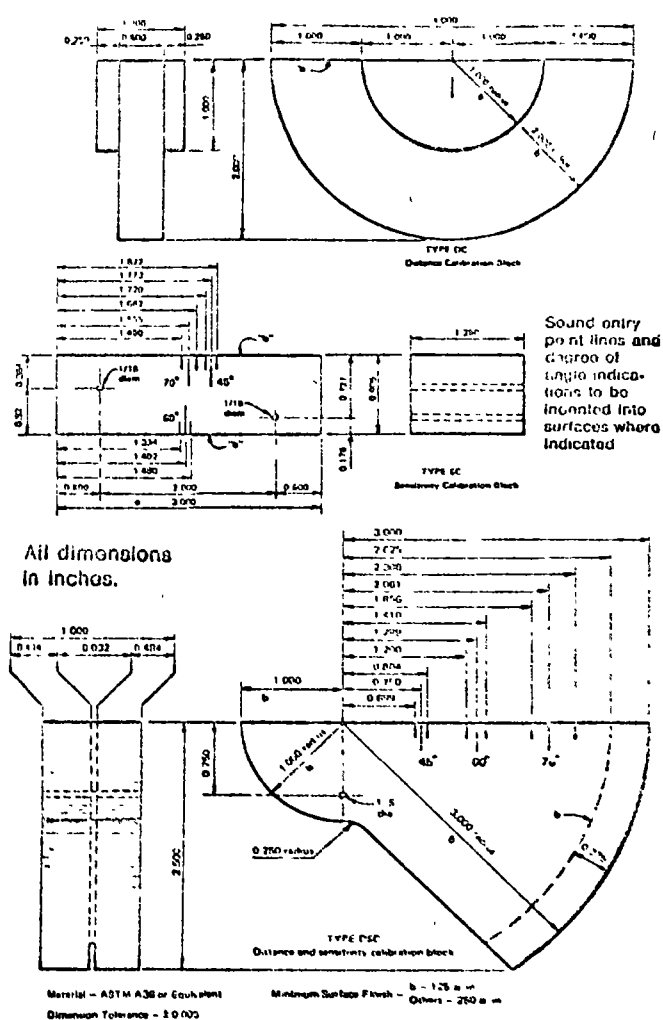


Fig. 6.16.1b—Other calibration blocks.

forcement shall not exceed the requirements of 6.21.2.6. The search unit shall be positioned for maximum indication from the 0.06 in. (1.52 mm) diameter hole in the IIW calibration block.

6.15.7.7 The combination of search unit and instrument shall resolve three holes in the resolution test block shown in Fig. 6.15.7.7. The search unit position is described in 6.21.2.5. The resolution shall be evaluated with the instrument controls set at normal test settings and with indications from the holes brought to mid-screen height. Resolution shall be sufficient to distinguish at least the peaks of indications from the three holes.

## 6.16 Calibration Standards

6.16.1 The International Institute of Welding's (IIW) ultrasonic reference block, shown in Fig. 6.16.1a, shall be the standard used for both distance and sensitivity calibration. More portable reference blocks of other design may be used provided they meet the requirements of this specification and are referenced back to

the IIW block. Approved designs are shown in Fig. 6.16.1b. See Fig. 6.21 for applications.

6.16.2 Using a "corner" reflector for calibration purposes is prohibited.

## 6.17 Equipment Calibration

6.17.1 The instrument's gain control (attenuator) shall meet the requirements of 6.15.5 and shall be checked for correct calibration at two-month intervals in accordance with a procedure approved by the manufacturer of the instrument.

6.17.2 Horizontal linearity shall be checked by the techniques prescribed in 6.15.2 after each 40 hours of instrument use.

6.17.3 With the use of an approved calibration block, each angle beam search unit shall be checked after each eight hours of use to determine that the contact face is flat, that the sound entry point is correct, and that the beam angle is within the permitted plus or minus 2 deg tolerance. Search units which do not meet these requirements shall be corrected or replaced.

## 6.18 Calibration for Testing

6.18.1 Calibration for sensitivity and horizontal sweep (distance) shall be made by the ultrasonic operator just prior to and at the location of testing of each weld and at intervals of 30 min as testing proceeds. Recalibration shall be made each time there is a change of operators, when transducers are changed, when new batteries are installed, or when equipment operating from a 110 volt source is connected to a different power outlet.

6.18.2 Calibration for straight beam testing shall be performed as follows:

6.18.2.1 The horizontal sweep shall be adjusted for distance calibration to present the equivalent of at least two plate thicknesses on the CRT screen.

6.18.2.2 The sensitivity shall be adjusted at a location free of indications so that the first back reflection from the far side of the plate will be 50 to 75 percent of full screen height (6.21.1.2). For this purpose, the reject (clipping) control shall be turned off.

6.18.3 Calibration for angle beam testing shall be performed as follows:

6.18.3.1 The horizontal sweep shall be adjusted to represent the actual sound path distance by using acceptable distance calibration blocks shown in Figs. 6.16.1a and 6.16.1b. This distance calibration shall be made using either the 5 in. (127 mm) scale or 10 in. (254 mm) scale on the CRT screen, whichever is appropriate, unless joint configuration or thickness prevents full examination of the weld at either of these settings. The search unit position is described in 6.21.2.3.

6.18.3.2 With the unit adjusted to conform with the requirements of 6.15 the sensitivity shall be adjusted by the use of the gain control (attenuator) so that a horizontal reference level trace deflection results on the CRT screen with the maximum reflection from the 0.06 in. (1.52 mm) diameter hole in the IIW block or from the equivalent reference reflector in other acceptable calibration blocks. The search unit position is described in 6.21.2.4. This basic sensitivity then becomes the zero reference level for discontinuity evaluation and shall be recorded on the ultrasonic test reports under reference level. See Appendix E for a sample ultrasonic test report form.

## 6.19 Testing Procedure

6.19.1 A "Y" accompanied with a weld identification number shall be clearly marked on the base metal adjacent to the weld at the left end of each weld which is ultrasonically tested. This identification number serves as an orientation direction for weld discontinuity location and as the report number on the report form. (See Appendix E for suggested report form.)

6.19.2 All surfaces to which a search unit is applied shall be free of weld spatter, dirt, grease, oil (other than that used as a couplant), and loose scale, and shall have a contour permitting intimate coupling. Tight layers of paint need not be removed unless the thickness exceeds 10 mils (0.25 mm).

6.19.3 A couplant shall be used between the search unit and the metal. The couplant shall be either glycerin with a wetting agent added, if needed, or a cellulose gum and water mixture of a suitable consistency. Light machine oil or equivalent may be used for couplant on calibration blocks.

6.19.4 The entire base metal through which ultrasound must travel to test the weld shall be tested for laminar reflectors using a straight beam search unit conforming to the requirements of 6.15.6 and calibrated in accordance with 6.18.2. If any area of base metal exhibits total loss of back reflection and is located in a position that would interfere with the normal weld scanning procedure, the following alternate procedure shall be used.

6.19.4.1 The area of the laminar reflector and its depth from the surface shall be determined and reported on the ultrasonic test report.

6.19.4.2 If part of a weld is inaccessible to testing in accordance with the requirements of Table 6.19.5.2, due to laminar content recorded in accordance with 6.19.4.1, the testing shall be conducted (1) using an alternate scanning pattern shown in Fig. 6.22, or (2) by first grinding the weld surfaces flush to make total weld areas accessible to ultrasonic testing, or both.

Table 6.19.5.2—Testing angle

Weld type	Material thickness, in																	
	5/16 to 1-1/2		>1-1/2 to 1-3/4		>1-3/4 to 2-1/2		>2-1/2 to 3-1/2		>3-1/2 to 4-1/2		>4-1/2 to 5		>5 to 6-1/2		>6-1/2 to 7		>7 to 8	
		*		*		*		*		*		*		*		*		*
Butt	1	0	1	F	1G or 4	F	1G or 5	F	6 or 7	F	8 or 10	F	9 or 11	F	12 or 13	F	12	F
T	1	0	1	F or XF	4	F or XF	5	F or XF	7	F or XF	10	F or XF	11	F or XF	12 or 13	F or XF	—	—
Corner	1	0	1	F or XF	4	F or XF	5	F or XF	7	F or XF	10	F or XF	11	F or XF	14	F or XF	—	—
Electrogas & Electroslag	1	0	1	0	1G or 4	1**	1G or 5	P1 or P3	6 or 7	P3	11 or 15	P3	11 or 15	P3	11 or 15	P3	11 or 15**	P3

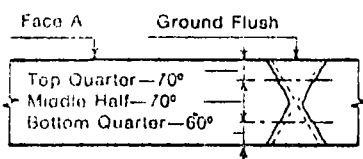
All examinations are to be made from Face "A" unless noted, and scanned from both sides of weld (on Face "A") where mechanically possible. All examinations are to be made in Leg I where possible, or Leg II only when necessary to test weld areas made inaccessible by unground weld surface contour. A maximum of Leg III is to be used only where extra weld bead width prevents scanning of certain weld areas in Leg I or Leg II.



NOTE

Procedure G, 6, 8, 9, 12, 14 or 15 must be followed when testing welds which have been ground flush. The need for grinding may either be to satisfy contract requirements, or at the option of the contractor to provide a more favorable working condition. Face "A" on both connecting members must be in a single plane.

EXAMPLE: Butt Weld in 4-in. base metal  
No. 6 Procedure



LEGEND

- X — Check from Face "C" G — Grind Weld Face Flush. O — Not Required.
- A Face — the face of the material from which the initial scanning is done (on T and corner joints, follow above sketches).
- B Face — opposite the "A" Face (same plate).
- C Face — the face opposite the weld on the connecting member of a T or corner joint.
- \* — Required only where reference level indication of discontinuity is noted in fusion zone while searching at scanning level with primary procedure selected from first column
- \*\* — Use 15 or 20 in. screen distance calibration
- P — Pitch and catch shall be conducted for further discontinuity evaluation in only the middle half of the material thickness with only 45 deg or 70 deg transducers of equal specification, both facing weld (Transducers preferably held in a fixture to control

PROCEDURE LEGEND

No	AREA OF WELD THICKNESS		
	Top quarter	Middle half	Bottom quarter
1	70°	70°	70°
2	60°	60°	60°
3	45°	45°	45°
4	60°	70°	70°
5	45°	70°	70°
6	70°G A	70°	60°
7	60° B	70°	60°
8	70°G A	60°	60°
9	70°G A	60°	45°
10	60° B	60°	60°
11	45° B	70°**	45°
12	70°G A	45°	70°G B
13	45° B	45°	45°
14	70°G A	45°	45°
15	70°G A	70°A B	70°G B

positioning — see sketch.) Amplitude calibration for pitch and catch is normally made by calibrating a single search unit. When switching to dual search units for pitch and catch inspection, there should be assurance that this calibration does not change as a result of instrument variables.

F — Further evaluate fusion zone indications with either 70 deg, 60 deg, or 45 deg transducer whichever sound path is nearest to being perpendicular to the suspected fusion surface.

6.19.5 Welds shall be tested using an angle beam search unit conforming to the requirements of 6.15.7 with the instrument calibrated in accordance with 6.18.3 using the angle as shown in Table 6.19.5.2. Following calibration and during testing, the only instrument adjustment permitted is in the sensitivity level adjustment with the calibrated gain control or attenuator. Sensitivity shall be increased from the reference level for weld scanning in accordance with Table 8.15.3 or 9.25.3 as applicable.

6.19.5.1 If mechanically possible, all welds shall be scanned from both sides on the same face for longitudinal and transverse discontinuities. The applicable scanning pattern or patterns shown in Fig. 6.22 shall be used.

6.19.5.2 The testing angle shall be as shown in Table 6.19.5.2, and the transducer size must conform to 6.15.7.2.

6.19.5.3 When a discontinuity indication appears on the screen, the maximum attainable indication from the discontinuity shall be adjusted to produce a horizontal reference level trace deflection on the CRT screen. This adjustment shall be made with the calibrated gain control or attenuator, and the instrument reading, in decibels, shall be recorded on the ultrasonic test report under the heading Indication Level.

6.19.5.4 The "Attenuation Factor," "c," on the test report is attained by subtracting 1 in. (25.4 mm) from the sound path distance and multiplying the remainder by two.

6.19.5.5 The "Indication Rating," "d," on the test report is the difference between the "Reference Level" and the "Indication Level" after the "Indication Level" has been corrected by the "Attenuation Factor."

Instruments with gain in db:  $a - b - c = d$   
Instruments with attenuation in db:  $b - a - c = d$

6.19.5.6 The length of a discontinuity as entered under "Indication Length" on the test report shall be determined by locating the points at each end at which the indication amplitude drops 6 db and measuring between the points from the center of the transducer at one end to the center of the transducer at the other end.

6.19.5.7 Each weld discontinuity shall be accepted or rejected on the basis of its indication rating and its length in accordance with Table 8.15.3 for buildings or Table 9.25.3 for bridges, whichever is applicable. Only those discontinuities which are rejectable need be recorded on the test report.

6.19.6 Each rejectable discontinuity shall be indicated on the weld by a mark directly over the discontinuity for its entire length. The depth from the surface and type of discontinuity shall be noted on nearby base metal.

6.19.7 Welds found unacceptable by ultrasonic testing shall be repaired by methods permitted by 3.7 of this code. Repaired welds shall be retested ultrasonically and an additional report form completed.

## 6.20 Preparation and Disposition of Reports

6.20.1 A report form which clearly identifies the work and the area of inspection shall be completed by the ultrasonic inspector at the time of inspection. The report form for welds which are acceptable need only contain sufficient information to identify the weld, the inspector (signature), and the acceptability of the weld. An example of such a form is shown in Appendix E.

6.20.2 Before a weld subject to ultrasonic testing by the contractor for the owner is accepted, all report forms pertaining to the weld, including any that show unacceptable quality prior to repair, shall be submitted to the Inspector.

6.20.3 A full set of completed report forms of welds subject to ultrasonic testing by the contractor for the owner, including any that show unacceptable quality prior to repair, shall be delivered to the owner upon completion of the work. The contractor's obligation to retain ultrasonic reports shall cease: (1) upon delivery of this full set to the owner, (2) at the end of one full year after completion of the contractor's work, in the event that delivery is not required.

## 6.21 The Calibration of the Ultrasonic Unit with the IIW or Other Approved Calibration Blocks

(See Figs. 6.16.1a, 6.16.1b and 6.21.)

### 6.21.1 Longitudinal Mode

#### 6.21.1.1 Distance Calibration

(1) Set the transducer in position G on the IIW block, position H on the DC block, or position M on the DSC block.

(2) Adjust instrument to produce indications at 1 in. (25.4 mm), 2 in. (50.8 mm), 3 in. (76.2 mm), 4 in. (102 mm) etc. on the CRT.

#### 6.21.1.2 Amplitude

(1) Set the transducer in position G on the IIW block, position H on the DC block, or position M on the DSC block.

(2) Adjust the gain until maximized indication from first back reflection attains 50 to 75 percent screen height.

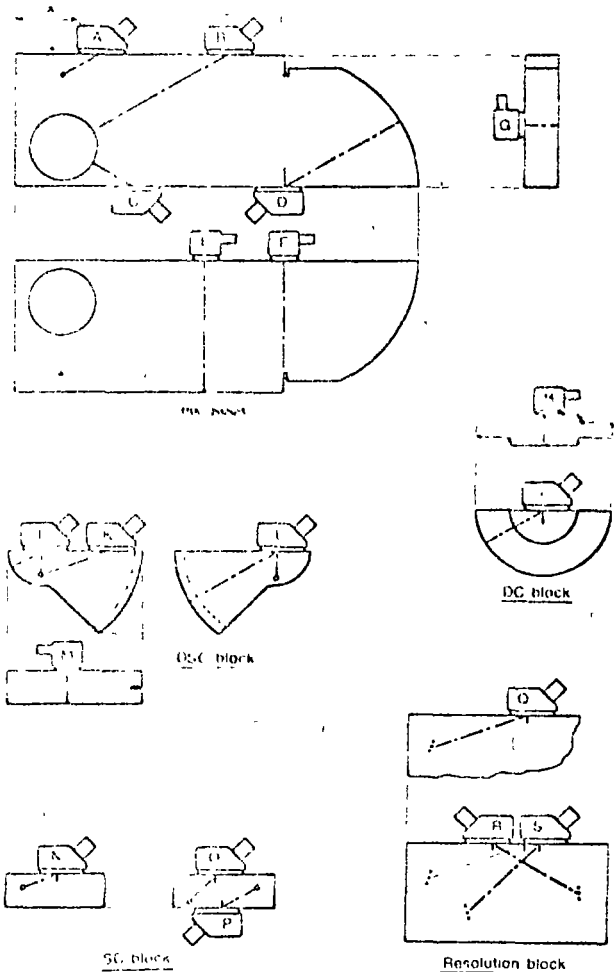


Fig 6.21—Transducer positions (typical).

**6.21.1.3 Resolution**

- (1) Set the transducer in position F on the IIW block
- (2) Transducer and instrument should resolve all three distances

**6.21.2 Shear Wave Mode (Transverse)**

6.21.2.1 Locate or check the transducer sound entry point (index point) by the following procedure:

- (1) Set the transducer in position D on the IIW block, position J or L on the DSC block, or I on the DC block
- (2) Move transducer until signal from the radius is maximized

The point on the transducer which is in line with the line on the calibration block is indicative of the point of sound entry.

6.21.2.2 Check or determine the transducer sound path angle by the following procedure:

- (1) Set the transducer in position B in IIW block for angles 40 deg through 60 deg.
- (2) Set the transducer in position C on IIW block for angles 60 deg through 70 deg.

(3) Set the transducer in position K on DSC block for 45 deg through 70 deg.

(4) Set the transducer in position N on SC block for 70 deg angle.

(5) Set the transducer in position O on SC block for 45 deg angle.

(6) Set the transducer in position P on SC block for 60 deg angle.

(7) Move the transducer back and forth over the line indicative of the transducer angle until the signal from the radius is maximized. Compare the sound entry point on the transducer with the angle mark on the calibration block (Tolerance  $\pm 2$  deg)

**6.21.2.3 Distance Calibration Procedure**

(1) Set the transducer in position D on the IIW block (any angle)

(2) Adjust the instrument to attain indications at 4 in (102 mm) and 8 in (204 mm) or 9 in (230 mm) or the cathode ray tube (CRT), 9 in. on Type 1 block or 8 in. on Type 2 block

(3) Set the transducer in position J or I on the DSC block (any angle)

(4) Adjust the instrument to attain indications at 1 in (25.4 mm), 5 in (127 mm) and 9 in (230 mm) on the CRT in the J position.

(5) Adjust the instrument to attain indications at 5 in (127 mm) and 7 in (177.8 mm) on the CRT in the L position

(6) Set the transducer in position I on the DC block (any angle).

(7) Adjust the instrument to attain indication at 1 in (25.4 mm), 2 in (50.8 mm), 3 in (76.2 mm), 4 in (102 mm), etc., on the CRT.

**6.21.2.4 Amplitude or Sensitivity Calibration Procedure**

(1) Set the transducer in position A on the IIW block (any angle).

(2) Adjust the maximized signal from the 0.06 in (1.52 mm) hole to attain a horizontal reference line height indication.

(3) Set the transducer in position L on the DSC block (any angle)

(4) Adjust the maximized signal from the 1/32 in (0.762 mm) hole to attain a horizontal reference line height indication.

(5) Set the transducer on the SC block, position N for 70 deg angle, position O for 45 deg angle, or position P for 60 deg angle.

(6) Adjust the maximized signal from the 1/16 in (1.6 mm) hole to attain a horizontal reference line height indication

(7) The decibel reading obtained in (6) shall be used as the "Reference Level" "b" reading on the "Test Report" sheet (Appendix E).

**6.21.2.5 Resolution**

- (1) Set the transducer on resolution block, position Q for 70 deg angle, position R for 60 deg angle, or position S for 45 deg angle.

(2) Transducer and instrument shall resolve the three test holes, at least to the extent of distinguishing the peaks of the indications from the three holes.

**6.21.2.6 Approach Distance of Search Unit**

The minimum allowable distance, X, between the toe of the search unit and the edge of IIW block shall be as follows:

- for 70 deg transducer, X = 2 in. (50.8 mm)
- for 60 deg transducer, X = 1 5/8 in. (41.3 mm)
- for 45 deg transducer, X = 1 in. (25.4 mm)

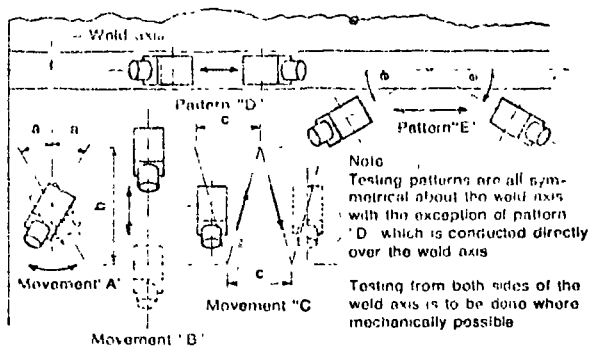


Fig 6.22—Plan view of welded plate.

**6.22 Scanning Patterns**

(See Fig. 6.22)

**6.22.1 Longitudinal Discontinuities**

**6.22.1.1 Scanning Movement A**

Rotation angle  $\alpha = 10$  deg

**6.22.1.2 Scanning Movement B**

Scanning distance b shall be such that the section of weld being tested is covered.

**6.22.1.3 Scanning Movement C**

Progression distance c shall be approximately one-half the transducer width

Note. Movements A, B, and C are combined into one scanning pattern.

**6.22.2 Transverse Discontinuities**

**6.22.2.1 Scanning pattern D** (when welds are ground flush).

**6.22.2.2 Scanning pattern E** (when weld reinforcement is not ground flush)

Scanning angle  $\epsilon = 15$  deg max

Note: Scanning pattern is to be such that full weld section is covered.

**6.22.3 Electroslag or Electrogas Welds (Additional Scanning Pattern)**

**6.22.3.1 Scanning Pattern E**

Search unit rotation angle  $\epsilon$  between 45 deg and 60 deg.

Note. Scanning pattern shall be such that full weld section is covered.

**Metric (SI) Equivalents for Section 6 Figures**

in	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	mm
0.005	0.13	0.500	12.70	1.000	25.40	1.773	45.03	2.061	52.35	3.966	100.74
0.032	0.81	0.521	13.23	1.026	26.06	1.819	46.20	2.121	53.87	4.060	101.60
0.060	1.52	0.6	15.2	1.177	29.90	1.822	46.28	2-1/4	57.2	4	102
1/16	1.6	0.691	17.55	1.200	30.48	1.846	46.89	2.275	57.78	5.117	129.97
0.080	2.03	0.699	17.75	1.250	31.75	1.873	47.57	2.308	58.62	5.131	130.33
3/32	2.4	0.731	18.57	1.299	32.99	1.967	49.96	2.500	63.50	5.445	139.68
0.125	3.18	0.750	19.05	1.334	33.88	1.450	36.83	2-1/2	63.6	6.000	152.40
0.250	6.35	0.771	19.58	1.344	34.14	1.545	39.50	2.533	64.34	6	152
0.375	9.52	0.804	20.42	1.402	35.61	1.656	42.06	2.625	66.67	8	203
0.384	9.75	0.875	22.22	1.410	35.81	1.682	42.72	3	76.2		
0.4	10.2	0.905	22.99	1.480	37.59	1.720	43.69	3.000	76.20		
0.484	12.29	0.92	23.4	1-1/2	38.1	2.000	50.80	3.544	90.02		
1/2	12.7	1	25.4	1.500	38.10	2	50.8				

## II. EJECUCION DE LAS OBRAS

### II.1 Fabricación

#### II.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 deba tener forma curva. El enderezado debe hacerse de preferencia en frío por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura en las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 650°C.

#### II.1.2 Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos deben hacerse, 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. Los cortes deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 15 mm.

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 deben cepillarse.

### 11.1.3 Tolerancias

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y abiecos locales, los que pueden ser causa de rechazo; sus juntas deben quedar acomodadas corectamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura, no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo 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.

### 11.1.4 Identificación

Todas las piezas deben salir de la planta debidamente identificadas, con mercas que correspondan a las indicadas en los planos de montaje.

### 11.1.5 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, 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.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse, y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rocillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un periodo de tiempo corto, aun cuando sirva 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 encuentran a no más de 5 cm de distancia de las zonas en que se depositen 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.

## 11.2 Estructuras remachadas o atornilladas

### 11.2.1 Agujeros

El diámetro de los agujeros para remaches o tornillos debe ser un milímetro y medio mayor que el diámetro nominal de éstos. Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos mas tres milímetros, pero deben taladarse o punzonarse a un diámetro menor y después rimarse cuando el material es más grueso. No se permite el uso de bolador para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

### 11.2.2 Armado

Todas las partes de miembros que se estén remachando deben mantenerse en contacto entre sí rígidamente, por medio de pernos o tornillos. Los agujeros que haya que agrandar para poder colocar los remaches o tornillos tienen que rimarse. El que los agujeros no coincidan correctamente puede ser causa de rechazo.

### 11.2.3 Colocación

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 general, en caliente, en cuyo caso sus cabezas terminadas tienen que tener una forma aproximadamente semiesférica, 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 no debe bajar a menos de 540°C durante la colocación.

Pueden emplearse remaches colocados en frío, siguiendo las instrucciones proporcionadas por sus fabricantes.

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 si se han colocado las soldadas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3mm.

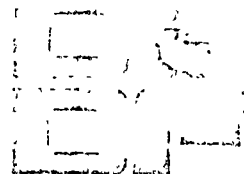
### 11.3 Estructuras soldadas

#### 11.3.1 Preparación del material

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, pero se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre. Siempre que sea practicable, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico debe efectuarse con sopletes guiados mecánicamente.

#### 11.3.2 Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no deberá exceder de 5 mm.



Si la separación es 1.5 mm o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores de 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

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.

### 11.3.3 Soldaduras de penetración completa

En placas de grueso no mayor de 8 mm puede lograrse penetración completa depositando la soldadura por ambos lados, en posición plana, dejando entre las dos una holgura no menor que la mitad del grueso de la placa más delgada, y sin preparar sus bordes.

En todos los demás casos debe utilizarse placa de respaldo o, de no ser así, debe quitarse con un cincel la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descu-

bría material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, hasta lograr fusión completa en toda la sección transversal.

Cuando se use 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 el metal base.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello deben usarse placas de extensión, siempre que sea posible, las que se quitan después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta 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.

#### 11.3.4 Precalentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe precalentarse a la temperatura indicada en la tabla siguiente:

Temperatura mínima de precalentamiento, °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 B 254 1968 DGN B 99 1972	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido o arco eléctrico protegido con gases inertes. Aceros DGN B 254 1968, DGN B 99 1972
Hasta 19, incl.	Ninguna	Ninguna
Más de 19 a 38 incl	70	25
Más de 38 a 64 incl	110	70
Más de 64	150	110

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. Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 0°C debe precalentarse a 20°C como mínimo, o a la temperatura indicada en la tabla si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun 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 todo el proceso de colocación del metal de aportación.

11.3.5 Inspección

Deben revisarse los bordes de las piezas en los que se colocará la soldadura,

antes de depositarla, para cerciorarse de que los biseles, holguras, etc., con correos y estén 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 completará 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 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.

## 11.4 Montaje

### 11.4.1 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 antes de montarlas, permitiéndose las mismas toleran

cias que en trabajos de taller.

#### 11.4.2 Anclajes

Antes de iniciar la colocación de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias con respecto a las posiciones mostradas en planos se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

#### 11.4.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente, o ligarse entre sí, por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en el Reglamento, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, 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.

#### 11.4.4 Tolerancias

Se considera que las piezas que componen una estructura las piezas están plomadas, niveladas y alineadas si el error no excede de  $1/500$  y si, además se cumplen las condiciones siguientes:

1. El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún pun



to 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.

#### 11.4.5 Alineado y plomeado

No se colocarán remaches ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

## 1.6 Recomendaciones para soldar barras de refuerzo

### 1.6.1 Introducción

En estas recomendaciones se dan los lineamientos a seguir en el soldado al arco eléctrico de barras de refuerzo, utilizadas en estructuras de concreto, tanto de aquellas que han obtenido sus características mecánicas mediante su composición química y el proceso de laminación en caliente, como de las que sus características mecánicas las obtienen mediante un tratamiento en frío después del laminado en caliente.

Se hace referencia a las diferentes clases de barras que están incluidas en las normas actuales de la Dirección General de Normas (DGN) y se indican las características de las juntas que pueden emplearse en cada caso, así como los electrodos que deben usarse y los procedimientos más adecuados para depositar la soldadura. Se dan también métodos para supervisión y comprobación

de la calidad del producto final.

### 1.6.2 Tipos de barras y especificaciones correspondientes

En la tabla 1 se indican las características principales de las diferentes tipos de barras de refuerzo que pueden soldarse de acuerdo con estas recomendaciones.

#### 1.6.2.1 Análisis químico

Para aplicar algunas de las instrucciones contenidas en estas recomendaciones es necesario conocer la composición química de las barras que se van a soldar, ya sea que la proporcione el fabricante o que se obtenga por medio de análisis efectuados posteriormente. El análisis químico es necesario, independientemente de las características mecánicas de las barras.

### 1.6.3 Electrodos.

#### 1.6.3.1 Clasificación

Los electrodos recubiertos empleados en soldadura manual se designan con la letra E seguida por cuatro o cinco números, en la forma E6060 o E60605; los dos o tres primeros dígitos indican la resistencia mínima a la rotura por tensión del material depositado por el electrodo, en mils de libras por pulgada cuadrada; el penúltimo indica la posición o posiciones en que el electrodo puede producir soldaduras satisfactorias, y el último se refiere al tipo y características de la corriente que se debe emplear y a la naturaleza del recubrimiento del electrodo.

Por ejemplo, un electrodo E6010 produce soldadura con una resistencia mínima a la tensión de 60 000 libras por pulgada cuadrada ( $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$ , aproximadamente), puede utilizarse en todas las posiciones (el 1 corresponde a electrodos adecuados para ser empujados en cualquier posición, plana, horizontal, vertical o sobre cabeza), y requiere el uso de corriente continua con polaridad invertida, es decir, el electrodo debe ser el polo positivo en el circuito, y el metal base el negativo.

Los electrodos E-xx15, E-xx16, E-xx18 y E-xx28 (así como los E-xxx15, E-xxx16, etc.) son de bajo contenido de hidrógeno, ya que su recubrimiento tiene muy pocos componentes que contengan ese elemento, lo que ocasiona que en la atmósfera del arco existan solo trazos de hidrógeno o humedad.

#### 1.6.3.2 Elección del tipo de electrodo

Los electrodos que se utilicen en empalmes de barras deben proporcionar un metal de aportación que tenga propiedades físicas semejantes a las de la barra; debe ponerse especial atención en los esfuerzos de fluencia y de rotura en tensión y en ductilidad, expresada en porcentaje de alargamiento.

El primer paso en la elección del tipo de electrodo se basa en la resistencia que debe tener el empalme, lo que es función de la resistencia de la barra y de los requisitos del código que se esté empleando.

De acuerdo con el Reglamento del Distrito Federal, se considera que un empalme soldado es ciento por ciento eficiente cuando resiste, antes de romperse, una tensión igual o mayor que la correspondiente al 125 por ciento del esfuer-

zo de fluencia especificado para la barra, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de ésta.

Por ejemplo, si se van a empalmar barras DBM 36 - 74 grado 42, con límite de fluencia mínima de  $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$  y resistencia a la tracción mínima no menor de  $6\ 000\ \text{kg/cm}^2$ , por medio de una soldadura de tipo de penetración completa, debe usarse un electrodo con las siguientes características:

El metal depositado debe tener una resistencia mínima de  $4\ 200 \times 1.25 = 5\ 250\ \text{kg/cm}^2$ , de manera que se utilizará un electrodo E 60xx, que proporcione una soldadura con resistencia de 60 si  $\geq 5\ 600\ \text{kg/cm}^2$ , o mayor.

En general, se recomienda el empleo de electrodos de bajo contenido de hidrógeno (series E-xx15, 16, 18, 28, y E-xxx15, 16, 18 y 28, entre ellas, son especialmente convenientes las de las clases E-xx18-28 y E-xxx18-28, ya que el hierro en polvo contenido en su recubrimiento facilita la obtención de la junta y aumenta la velocidad de relleno.

Las características del electrodo deben ser las apropiadas al tipo de máquina de soldar que se vaya a emplear.

#### 1.6.3.3 Tipos de barras y electrodos aplicables

En la tabla 1 se indican los electrodos que deben usarse para soldar, en juntas a tope con penetración completa, los diversos tipos de barras con cables en las normas de la DGN. En su elección se han seguido los criterios mencionados en 1.6.3.2.

#### 1.6.4. Almacenamiento, manejo, condiciones de uso y control de los electrodos

- a) Se deben almacenar los electrodos en las cajas en que los entrega el fabricante, y deben conservarse en un lugar seco y limpio.
- b) Se deben manejar con el cuidado necesario para evitar que se maltraten o se contaminen con basura, aceite, agua u otras materias extrañas. Deben tomarse las precauciones necesarias para ello, tanto cuando aún están en sus envases originales como cuando se han sacado de los mismos.
- c) En el momento en que se usa un electrodo, su recubrimiento debe estar completamente seco. Los electrodos que se saquen en envases sellados herméticamente deben utilizarse dentro de un periodo no mayor de cuatro horas, contadas a partir del instante en que se abre el paquete. Los electrodos que no se usen dentro de ese lapso, los que estén almacenados en paquetes no sellados herméticamente, o los que hayan estado expuestos durante más de una hora a una atmósfera con humedad relativa de 75 por ciento o mayor, deberán secarse en hornos adecuados durante uno a tres horas, a temperaturas comprendidas entre 200 y 250°C, antes de ser utilizados. Si un electrodo que ha sido secado como se indica en el párrafo anterior no se usa dentro de las cuatro horas siguientes, debe volverse a secar antes de usarse.

Se desecharán los electrodos cuyo recubrimiento se haya mojado.

- d) La entrega de los electrodos a los soldadores debe hacerse únicamente personal autorizado que lleve un control cuidadoso de las condiciones de almacenamiento, manejo y uso.

#### 1.6.5. Precalentamiento

El precalentamiento es la aplicación de calor para elevar la temperatura de las barras en la vecindad de la zona donde se depositará la soldadura, tiene por objeto reducir la diferencia de temperatura entre el metal de aportación y el metal base adyacente, para disminuir la velocidad de enfriamiento de la junta; de esta manera se reduce la magnitud de los esfuerzos localizados que pueden ocasionar grietas en las soldaduras o en el metal base inmediato a ellas, y se ayuda a evitar la formación de áreas duras y frágiles.

##### 1.6.5.1. Temperatura de precalentamiento

Se fija de acuerdo con la tabla 2, en función de la composición química de las barras y del tipo de electrodo.

##### 1.6.5.2. Métodos de aplicación del calor

El calor puede aplicarse utilizando un soplete oxiacetilénico provisto de una boquilla especial o por resistencia al paso de una corriente eléctrica.

##### 1.6.5.3. Amplitud de la zona que debe precalentarse en soldaduras a tope

Se precalentará los extremos de las dos barras que se vayan a soldar, en una longitud no menor de tres diámetros a cada lado de la junta.

##### 1.6.5.4. Medición de la temperatura

Las temperaturas se midan por medio de termopares indicadores o de pirómetros de contacto.

### 1.6.6 Control del enfriamiento

No debe acelerarse el enfriamiento de las soldaduras por ningún método, por lo que quedan terminantemente prohibidas las operaciones de cualquier tipo tendientes a ese fin. Además, las juntas terminadas deben protegerse contra factores no intencionales que puedan ocasionar un enfriamiento acelerado - (por ejemplo, deben recubrirse con asbesto u otro material semejante cuando existe la posibilidad de que llueva antes de que las juntas se hayan enfriado por completo, o cuando quedan sometidas a vientos de alguna importancia).

### 1.6.7 Tipos de juntas

Pueden empalmarse las barras de refuerzo por medio de soldaduras de filete o de soldaduras a tope, de penetración completa.

#### 1.6.7.1 Uniones con soldaduras de filete

Este tipo de uniones puede hacerse traslapando las dos varillas y soldando las entre sí, o colocando una frente a la otra y utilizando un elemento adicional para transmitir los esfuerzos.

- a) Cuando la unión se efectúa traslapando las barras, la soldadura debe depositarse, de ser posible, por ambos lados de la arista de contacto, pero se aceptan las uniones con soldadura de un solo lado, cuando el otro no es accesible. Este tipo de unión es adecuado únicamente para barras de pequeño diámetro, no mayores del No 5 (fig 1).

- b) El elemento auxiliar utilizado para unir dos barras no transversales puede ser otro cable o un cable de acero, una placa o un ángulo (fig 2). La resistencia debe ser igual o mayor que la de las barras que se están empalmando.
- c) Las juntas excéntricas como la de la fig 3 se deben utilizar solo la de la fig 2a con una sola barra (la otra), o la de la fig 2b cuando se trata de siempre que sea posible, y en caso de utilizarse, debe tenerse en cuenta en el diseño el efecto de la excentricidad. Se prohíbe su uso en estructuras que van a quedar sometidas a un número grande de ciclos de carga, en las que la falla por fatiga sea una posibilidad.
- d) Cuando se unen dos barras del mismo elemento, de alguna de las maneras mostradas en las figs 1 y 2a, el tamaño nominal de la soldadura es el radio de la barra; si las dos barras tienen diámetros diferentes, el tamaño nominal es el menor de los dos radios.  
  
Si se emplean las uniones de las figs 2b o 2c, el tamaño nominal de la soldadura es también el radio de la barra.
- e) En cualquiera de los casos anteriores, la dimensión real de la garganta del filete de soldadura debe ser igual o mayor que 3/4 del tamaño nominal.
- f) Se utilizarán los electrodos indicados en la tabla 1, y los espesores de diseño en las especificaciones para soldaduras de filete.

### 1.6.7.2 Uniones a tope con soldaduras de penetración

Se prefiere este tipo de uniones a las realizadas con soldadura de filete, excepto en barras de diámetro muy pequeño. Se recomienda su empleo para barras del No 6 o mayores, y en todos los casos en que determinados requisitos de colocación impidan o dificulten el uso de traslapes.

#### Preparaciones de los extremos de los barras

Para permitir una colocación adecuada del metal de aportación, que debe rellener totalmente la sección transversal de la junta, es necesario biselar los extremos de las barras de alguna de las maneras indicadas en la fig 3.

Las preparaciones a) y b) se emplean normalmente en barras que se sueldan en posición horizontal, y las c) y d) para barras en posición vertical.

Las preparaciones mostradas en la fig 3 pueden utilizarse sin emplear placas u otros elementos de respaldo, únicamente en los casos en que el soldador tenga acceso cómodo a todo el perímetro de la barra; cuando deba depositarse el metal de aportación por un solo lado de la junta se empleará alguno de los elementos de respaldo indicados en la fig 2.

### 1.6.8 Mano de obra

#### 1.6.8.1 Soldadores

Todos los soldadores que se utilicen para soldar barras deberán haber sido calificados previamente en exámenes que reproduzcan, con la mayor fidelidad posible, las condiciones en las que se efectuará el trabajo.

#### 1.6.8.2 Condiciones en las que no debe soldarse

No se efectuará ningún trabajo de soldadura cuando la temperatura ambiente sea menor de  $-10^{\circ}\text{C}$ , cuando las superficies por soldar estén húmedas o expuestas a lluvia, granizo, nieve o vientos intensos, ni cuando los soldadores tengan que trabajar en condiciones inclementes.

#### 1.6.8.3 Preparación y limpieza del material

- Las superficies por soldar y las adyacentes a ellas, hasta 5 cm a uno y otro lado de la junta, deben estar limpias, sin escamas de laminado y libres de óxido, pintura, grasa, cemento o cualquier otro material extraño. Se permite la presencia de escamas de laminado que resisten un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, así como una ligera capa de aceite seco o de recubrimiento antioxidante.
- Las superficies en las que se vaya a depositar la soldadura en juntas a tope con penetración completa, deben ser lisas y uniformes, sin irregularidades, rebabas, desgarraduras, grietas u otros defectos que afecten desfavorablemente la calidad o resistencia de la soldadura.
- Los cortes necesarios para preparar los biselés deben hacerse con soplete oxiacetilénico o con sierra, cuando se utilice soplete debe eliminarse la escoria producida por el corte, y el carbón final de las superficies en las que se vaya a depositar la soldadura debe ser semejante al que se obtiene en cortes con sierra. En caso de ser necesario, los cortes con soplete se corregirán con sierra, esmeril o máquina de discos.

#### 1.6.8.4 Colocación de las partes por soldar

- Los detalles y la secuencia de elaboración de las juntas se planearán de manera que se tenga siempre acceso cómodo a las superficies en las que se depositará la soldadura, y que esta pueda colocarse en todos los casos en la posición más desfavorable posible.
- Las partes por unir y los elementos auxiliares, cuando estos existan deben de alinearse adecuadamente para reducir las excentricidades a un mínimo.
- Cuando se utilicen soldaduras de filare, las dos barras o la barra y la placa de empalme deben colocarse en un contacto tan completo como sea posible. La separación entre las dos partes que van a recibir el cordón no debe ser mayor de 5 mm ni de un cuarto del diámetro de la barra; si la separación es de 1,5 mm o mayor, el tamaño de la soldadura debe aumentarse en esa misma cantidad.
- En uniones a tope las barras deben alinearse perfectamente, antes de empezar a depositar la soldadura, de manera que coincidan los ejes de los tramos por unir. Es muy importante que las aristas de los biselos coincidan exactamente, tanto en tamaño como en alineamiento.
- El desalineamiento máximo permitido es la décima parte del diámetro de la menor de las barras, sin exceder 0 mm. Al corregir fallas de alineamiento que estén fuera de ese límite, las barras se torcerán de manera que su pendiente no sea mayor de 1/24.
- Una vez presentadas las barras que se van a soldar, las dimensiones de los biselos y las separaciones entre ellos no deben ser mayores que las indicadas en los figs 3 y 7 en cantidades mayores que las siguientes:

	Uniones a tope en cas por la raíz	Uniones a tope en cas por la raíz
1. Cara de la raíz	$\pm 1,5 \text{ mm}$	sin límites
2. Abertura de la raíz en juntas sin placa de refuerzo	—	$+1,5 \text{ mm}, - 3 \text{ mm}$
3. Abertura de la raíz en juntas con placa de refuerzo	$+6 \text{ mm}, - 1,5 \text{ mm}$	—
4. Ángulo que for- man las superficies entre las que se colocará la solda- dura	$\pm 5^\circ$	$+10^\circ, - 5^\circ$

#### 1.6.9 Perfiles de las soldaduras

Las soldaduras de penetración deben hacerse con un adecuado refuerzo, excepto cuando se especifique lo contrario. La altura del refuerzo no debe ser mayor de 3 mm, y la transición entre la superficie de las barras y la zona de diámetro máximo de la soldadura debe ser gradual.

En la fig 4 se muestran los perfiles de juntas aceptables e inaceptables.

#### 1.6.10 Calidad de las soldaduras

- Debe haber fusión completa entre el metal de penetración y el metal base, así como entre las diferentes capas de soldadura.
- Los cráteres se rellenarán hasta completar la sección transversal en toda la longitud de la soldadura.

- c) La profundidad de una penetración no será nunca mayor de 0.25 mm cuando su dirección sea transversal a la de los esfuerzos primarios en la parte soldada, ni mayor de 0.8 mm cuando su dirección sea paralela a la de estos esfuerzos primarios.
- d) No se aceptarán uniones en las que la soldadura esté traslapada sobre la barra.
- e) La suma de los diámetros de los poros visibles en la superficie de la soldadura no debe ser mayor de 9 mm en cada 2.5 cm lineales de soldadura.
- f) Las uniones no deben presentar grietas en el metal base ni en el depositado; la presencia de grietas de cualquier tipo es motivo suficiente para que la unión sea rechazada.
- g) Las soldaduras serán inaceptables si tienen porosidad (es decir, bolsas de gases y otros vacíos similares, de tipo globular) o defectos de fusión (inclusiones de escoria, fusión incompleta, penetración inadecuada u otros defectos semejantes), si:
  1. Existen defectos individuales cuya dimensión máxima es de 19 mm o mayor.
  2. Existen defectos individuales, con dimensión máxima de 2.5 mm o más, que es mayor de 2/3 de la garganta efectiva de la soldadura, o que estén situados a una distancia del extremo de la soldadura de tres veces su dimensión máxima.

3. En cualquier longitud de seis veces el tamaño del cordón hay un grupo de defectos en línea, con dimensiones máximas de 2.5 mm o mayores, y la suma de las dimensiones máximas de todos ellos es mayor que el grueso efectivo de la junta o que el tamaño de la soldadura. Si la longitud que se examina es menor de seis veces el tamaño de la soldadura, la máxima permitida de las dimensiones máximas de los defectos disminuirá proporcionalmente.
4. El espacio entre dos defectos consecutivos que tengan una dimensión máxima de 2.5 mm o mayor es menor de tres veces la dimensión más grande del mayor de los dos.
5. Existen defectos individuales con dimensión máxima menor de 2.5 mm, pero la suma de sus dimensiones máximas excede 1 cm en cualquier tramo de soldadura de 2.5 cm de longitud.

#### 1.6.11 Correcciones

Con autorización, por escrito, del director de la obra, pueden corregirse uniones que contengan soldaduras no satisfactorias, o que indiquen mala de obra de poca calidad, se utilizará para ello alguno de los procedimientos que se enumeran a continuación.

- a) Las soldaduras o el metal base defectuosas, se corregirán sustituyendo la soldadura completa, o como sigue:
  1. Traslape o convexidad excesiva, suprimiendo el exceso de metal de construcción.



2. Concavidad excesiva, cráteres, soldaduras de tamaño menor que el especificado y socavación, limpiando y depositando metal de aportación adicional.
3. Porosidad o inclusiones de escoria excesivas y fusión incompleta, quitando las porciones defectuosas y volviendo a soldar.
4. Grietas en la soldadura o en el metal base, determinando la extensión de la grieta, quitando el metal agrietado y 2.5 cm de metal sano más allá de cada extremo de la grieta, y volviendo a soldar.
  - b) La remoción del metal de aportación, o de porciones del metal base, que se haga con esmeril o ranurado con arcabúes; en cualquier caso, deben tomarse las precauciones necesarias para no dañar la soldadura restante o el metal base adyacente. Las zonas defectuosas de soldadura se reanudarán con cuidado para no quitar porciones importantes de metal base.
  - c) El metal de aportación adicional necesario para compensar deficiencias en tamaño, se deposita con un electrodo de menor diámetro que el empleado al hacer la soldadura original, y de no más de 5.32 pulg. Las superficies se limpiarán cuidadosamente antes de soldar.
  - d) Las barras que hayan quedado ensabladas inadecuadamente, se cortarán y se volverán a soldar.
  - e) Los elementos que se deformen durante la colocación de la soldadura, se enderezarán por medios mecánicos sin impacto o mediante la aplicación, cuidadosamente supervisada, de una cantidad limitada de calor localizada. La temperatura de las áreas calentadas no pasará de seisientos (600) grados

de enfriamiento, y las partes que se enfríen demasiado podrán sufrir por los efectos de esfuerzos y de cargas exógenas, se reanudarán las partes defectuosas y se volverán a utilizar en conjunto con el resto.

#### 1.6.12 Procedimientos para la ejecución de soldaduras de tipo unión completa

En las uniones a todo debe lograrse penetración completa en la sección soldada, es decir, el metal de aportación debe fundirse perfectamente con las partes de las barras que se unen asegurando en la totalidad del área de su sección transversal.

La penetración completa puede lograrse de alguna de las dos maneras siguientes:

##### 1.6.12.1 Soldadura sin respaldos

Este tipo de uniones puede hacerse únicamente cuando se tiene acceso libre a todo el perímetro de las barras, lo que con frecuencia sucede solo en las mesas de ensayo. Cuando se emplea el procedimiento, deben utilizarse elementos de enlace provisionales que permitan alinear las barras y mantenerlas alineadas durante la colocación del metal de aportación, los elementos de enlace serán mecánicos, y se prohíbe el empleo de puntos de soldadura entre ellos y las barras.

En la ejecución de las soldaduras de penetración completa sin respaldos se satisfarán los siguientes requisitos.

- a) La secuela de colocación de los cordones necesarios para rellenar por completo la junta, será similar a la indicada en el detalle correspondiente de la fig 5.
- b) Antes de colocar cada nuevo cordón de soldadura, se limpiarán cuidadosamente los cordones anteriores suprimiendo toda la escoria y cualquier otro material extraño.
- c) En las soldaduras de penetración debe ranurarse la raíz de la soldadura que se depositó primero, antes de empezar a soldar por el segundo lado; la ranura que debe tener la profundidad necesaria para descubrir metal sano y limpio, y el ancho adecuado para permitir la colocación correcta del nuevo metal de aportación, puede hacerse con esmeril o con arco-aire (fig 6).
- d) En uniones con preparación en V, la secuela de colocación de los cordones será similar a la de un lado de las uniones en cable V.
- e) Las secuelas indicadas son aplicables a juntas en barras de cualquier diámetro; el número total de cordones será el apropiado en cada caso.
- f) Siempre que sea posible, al soldar juntas que requieran más de cuatro cordones en cada lado, se rellenarán primero de tres cuartos a siete octavos del primer lado, se hará después la soldadura completa del segundo lado y, por último, se terminará el primero.
- g) Es conveniente soldar varias barras al mismo tiempo (de seis a ocho, como máximo) con objeto de permitir que cada cordón se enfríe antes de depositar el siguiente, para evitar un calentamiento excesivo de las juntas,

que podría provocar una disminución indeseable de su ductilidad, después, deben reducirse las temperaturas indicadas en la tabla 2.

- h) Los tres o cuatro primeros cordones se depositarán con electrodos de 1/8 o 3/16 pulg de diámetro; en los cordones siguientes del primer lado pueden utilizarse electrodos más gruesos, pero en los tres o cuatro primeros cordones del segundo lado se volverán a usar electrodos de 1/8 o 3/16 pulg; la soldadura se completará con electrodos de mayor diámetro.

#### 1.6.12.2 Soldaduras con respaldos

En las obras se presentan con frecuencia casos en los que únicamente se tiene acceso a un lado de la junta por el que debe depositarse, por consiguiente, todo el metal de aportación, cuando es o sucede no se pueden emplear los procedimientos descritos anteriormente.

Este problema se presenta en columnas muy altas, en las que el gran número de barras impide la colocación de soldadura por el lado interior de la junta, en contrarribas de cimentación, donde solo se puede trabajar por arriba y, con menos frecuencia, en traveses de superestructura. En todos estos casos hay que emplear un elemento de respaldo que evite la necesidad de soldar por el lado posterior de las barras.

Cuando se efectúen soldaduras de penetración completa con respaldos, deben cumplirse las condiciones siguientes.

- c) Como elemento de respaldo se puede utilizar una placa de acero o de cobre, doblada en "media caña", de 6 mm de espesor mínimo, o un ángulo de acero estructural, también de grueso mínimo de 6 mm (fig 7). La placa doblada puede sustituirse por medio tubo de diámetro adecuado.
- b) Cuando se emplee como respaldo una placa doblada de acero, el primer cordón se depositará de manera que se obtenga fusión completa entre la soldadura y la placa en toda la zona en que ambos estén en contacto.
- c) Si se emplea ángulo de respaldo es necesario rellenar con metal de aporte el hueco que queda entre la raíz de la junta y el borde interior del ángulo; la dificultad en obtener un relleno correcto hace que sea más recomendable el empleo de la placa doblada en media caña.
- d) Si el respaldo es de placa de cobre, puede quitarse después de colocar los primeros cordones, para utilizarlo en otra junta.
- e) El respaldo se utiliza también para fijar y alinear correctamente las barras que se van a soldar, lo que se logra con la ayuda de medios mecánicos de sujeción, y no utilizando puntos o cordones de soldadura.
- f) No es necesario quitar los respaldos de acero, pero puede hacerse si se desea, siempre que se utilicen procedimientos que no ocasionen ningún daño en la junta. Si se dejan las placas o ángulos de respaldo, debe considerarse que no contribuyen a aumentar la resistencia de la junta, pues su finalidad es permitir la colocación correcta de la soldadura y no reforzar el empalme.

- g) La sustracción de los respaldos se hará en forma manual por la parte que será análoga a la que se emplea en empalmes de barras con penetración en V sencilla, y se tomarán las mismas medidas relativas a la pieza de la junta.
- h) Es también recomendable soldar varias barras simultáneamente, por las razones indicadas en 12.1 g.
- i) Los tres o cuatro primeros cordones se depositarán con electrodos de 1/8" o 3/16 pulg de diámetro, excepto en el caso descrito en 1.5.13a3, en los restantes pueden usarse electrodos más gruesos.

#### 1.6.13 Recomendaciones generales

- a) La soldadura debe depositarse en posición plana siempre que esto sea posible.
- b) La clasificación y el tamaño del electrodo, la longitud del arco, el cabeceo y el amperaje deben ser los adecuados al grueso de las barras, tipo de penetración, posición en que se depositará la soldadura y demás circunstancias relativas al trabajo que se está efectuando.
- c) Admiten las tolerancias siguientes con respecto a los valores técnicos nombrados al tipo de electrodo y junta que se está efectuando

Amperaje	±	10 %
Voltaje	±	7 %
Velocidad de avance	±	10 %

d) Los diámetros máximos de los electrodos serán los siguientes:

1.  $5/16$  pulg para todas las soldaduras hechas en posición plana, a excepción de los cordones depositados en la raíz de la junta (cordones de fondo).
2.  $1/4$  pulg para soldaduras de filete depositadas en posición horizontal.
3.  $1/4$  pulg para cordones de raíz de soldaduras de filete hechas en posición plana y de soldaduras de penetración hechas en posición plana con respaldo y abertura de raíz de 6 mm o más.
4.  $5/32$  pulg para soldaduras hechas con electrodos E6014, E7014 y de bajo contenido de hidrógeno, en posiciones vertical o sobre cabeza.
5.  $3/16$  pulg para cordones de fondo en soldaduras de penetración y para todos los soldadores no incluidos en los puntos 1 a 4.

e) El grueso máximo de los cordones colocados después del de raíz en soldaduras de filete, y el de todos los cordones en soldaduras de penetración, será:

1.  $1/4$  pulg para cordones de fondo de soldaduras de penetración.
2.  $1/8$  pulg para los cordones restantes de soldaduras hechas en posición plana.
3.  $3/16$  pulg para los cordones restantes de soldaduras hechas en posición horizontal, vertical o sobre cabeza.

El tamaño mínimo de los cordones de fondo será el necesario para evitar que se agrieten al enfriarse.

f) Los tamaños máximos de soldaduras de filete que pueden depositarse serán los siguientes:

1.  $3/8$  pulg en posición plana.
2.  $5/16$  pulg en posiciones horizontal y sobre cabeza.
3.  $1/2$  pulg en posición vertical.

g) En ningún caso se permite encender el arco contra las varillas que se van a soldar.

h) Queda prohibido el empleo de la soldadura para mantener en posición correcta las barras, ya sean longitudinales o estribos.

#### 1.6.14 Recomendaciones especiales para soldar barras trabajadas en frío

a) La preparación de la junta puede hacerse con sierra o con soplete oxígeno-acetilénico. Si se hace con soplete, éste debe ser manipulado con rapidez (menos de 30 segundos para cada corte), para así evitar el sobrecalentamiento y la presencia de muescas en el material base.

b) En la unión de las barras con soldadura de filete se recomienda trabajar las barras una longitud igual o mayor a 13 veces el diámetro de la barra, de la cual se soldarán cuando menos 10 diámetros, 5 apartir de cada extremo. En este caso el soldado comenzará por los extremos de cada barra y se dejará enfriar por lo menos 3 minutos después de cada pasada de los 10 diámetros. Se recomienda asimismo observar las recomendaciones señaladas en 1.6.7.1.

- c) En la unión de barras soldadas a tope con penetración completa, se recomienda emplear respaldo. Para barras soldadas en posición horizontal o inclinada se usará respaldo formado con ángulo. El soldado de las barras colocadas en posición vertical se efectuará con un respaldo de media caña. Ambos tipos de respaldo deberán cumplir con los requisitos señalados en 1.6.12.2.
- d) La fijación del respaldo debe lograrse por cordones de una pasada muy rápida para evitar el sobrecalentamiento y penetración excesiva en el material base, el electrodo debe aplicarse tangente a la barra.
- e) Cuando se apliquen cordones contra los caras de la junta, la posición del electrodo deberá ser normal a tales superficies para garantizar la fusión del metal base.
- f) Se tratará el ciclo térmico que induce el arco eléctrico, permitiendo el enfriamiento de la junta entre cada serie de cordones, entendiéndose por serie el número de cordones transversales requeridos para alcanzar un determinado nivel de depósito en la junta, de tal manera que el avance sea por capas. El tiempo de enfriamiento mínimo recomendado entre cada serie es de 3 minutos, cuando la soldadura se hace en condiciones óptimas. Por otra parte es conveniente soldar varias barras al mismo tiempo, de seis a ocho como máximo, con objeto de permitir que cada cordón se enfríe antes de depositar el siguiente.

#### 1.6.15 Inspección y control de calidad

##### 1.6.15.1 Inspección general

La inspección constituye una parte importante del programa de control de calidad en la construcción de soldaduras a arco eléctrico. Su objeto es verificar que se estén cumpliendo todos los requisitos que se establecieron y que las soldaduras satisfacen las condiciones establecidas en los planos, especificaciones y en los planos constructivos, el método más efectivo y adecuado para lograr este objetivo consiste en establecer desde un principio condiciones que aseguren una supervisión conveniente por parte del constructor, y una inspección suficiente para comprobar si esta supervisión se mantiene durante todo el trabajo y si a través de ella se logra una obra satisfactoria que produzca los resultados deseados.

En ningún caso se debe esperar a que las soldaduras estén terminadas para revisarlas y reparar las imperfecciones, ya que es mejor evitar la aparición de defectos que dejar que estos se presenten y tratar de descubrirlos después, lo que cuando puede ser difícil o aun imposible, en algunos casos.

Por consiguiente, la inspección se debe iniciar antes de comenzar los empalmes entre barras, proseguirse durante todo el tiempo que dure el trabajo, y concluirse cuando este esté terminado.

En primer término se debe comprobar si el acero de refuerzo que se va a emplear en la estructura es el indicado en los planos y especificaciones del proyecto, y si sus características de soldabilidad permiten obtener juntas correctas; para esto se necesita conocer la composición química de las barras, como se menciona en 1.6.2.1. Además, se debe comprobar también que todos los soldadores que van a intervenir en el trabajo estén calificados para desarrollar

correctamente las actividades que les han sido asignadas, y que el equipo que utilizarán es el adecuado y está en condiciones correctas de operación.

Antes de empezar a soldar se deben revisar los cordones y bordes de las juntas en que se va a colocar soldadura, para determinar si no existen defectos inaceptables, y si las preparaciones de las juntas son correctas en ángulo de inclinación de los bordes, abertura de la raíz, etc (esta parte de la supervisión es física, sobre todo en soldaduras a tope en barras gruesas, ya que no se puede lograr la penetración completa deseada, independientemente de la habilidad del soldador, electrode empleado, etc, si existen deficiencias en las preparaciones que impidan el acceso del metal de aportación a todo el espesor de la junta); se revisará también la limpieza de las zonas en que se depositará la soldadura y el alineamiento de las barras que se van a ensamblar, así como los dispositivos empleados para mantenerlas en posición.

Los procesos que se van a utilizar en los diferentes tipos de juntas serán también objeto de una revisión antes de iniciar el trabajo, para comprobar que estén de acuerdo con estas recomendaciones; se vigilará continuamente que los electrodos empleados sean los correctos (teniendo en cuenta su diámetro, la resistencia deseada de la junta, la posición en que deberá depositarse la soldadura, etc), y que las características de la corriente (amperaje, voltaje, polaridad) y la velocidad de colocación de los cordones sean las adecuadas.

Evidentemente no es posible, ni necesario, que el inspector revise personalmente cada uno de los cordones de todas las juntas; deberá limitarse a determinar un porcentaje de ellas, representativo de todas las demás y realizadas por diversos operarios, con objeto de comprobar su habilidad, la responsabilidad final de la calidad de todas las uniones es del constructor, quien deberá contar con una supervisión adecuada dentro de su organización.

Terminadas las juntas de una zona, y antes de que se coloque el concreto a ello, debe hacerse una inspección final, la cual se lleva a cabo visualmente y se completa con otros métodos, destructivos y no destructivos.

Durante la inspección visual final se determinan los factores siguientes:

1. Alineamiento de las barras en que se hayan efectuado empalmes soldados.
2. Conformidad con los requisitos de las recomendaciones y planos de construcción referentes a dimensiones, distribución, tamaño, contorno y continuidad de las soldaduras.
3. Apariencia de las soldaduras.
4. Defectos superficiales, tales como grietas, poros, cráteres, socavación, etc. (Aunque una soldadura con defectos internos de importancia puede, en algunas ocasiones, presentar una apariencia exterior aceptable, esta es, en la mayor parte de los casos, una buena indicación de que la soldadura se ha hecho correctamente).

El objeto final de todos los métodos de inspección es descubrir errores o defectos que puedan afectar desfavorablemente el comportamiento de las juntas, por consiguiente, la inspección debe ser precedida por una limpieza adecuada que elimine la escoria y cualquier otro material que oculte, total o parcialmente, la superficie de la soldadura (esto es aplicable no solamente a la soldadura terminada, sino a todas las etapas del proceso que se deseen inspeccionar). La limpieza debe efectuarse de manera que no oculte información que pueda ser vital, ya que si se hace sin cuidado pueden taparse pequeñas grietas y otros defectos similares, haciéndolos invisibles desde el exterior.

La inspección radiográfica y las pruebas destructivas de tensión se emplean con éxito en el control de calidad de los empalmes de acero de barras pero no constituyen un sustituto aceptable de la supervisión e inspección visual durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, efectuadas a través de todo el proceso.

Esos métodos son especialmente convenientes para determinar la calidad final de algunos empalmes, e cogidos de manera que sean representativos del resto, lo que permite comprobar si por medio de la inspección visual se han obtenido los resultados deseados. Por consiguiente la radiografía y las pruebas destructivas no deben emplearse nunca aisladamente, sino como un complemento de inspección visual y del control mantenidos a través de todas las etapas.

Para que la utilidad de la supervisión sea máxima, debe llevarse un control de las uniones efectuadas por cada operario, de manera que sea posible señalar a cada uno de ellos los errores que haya cometido.

#### 1.6.15.2 Secuencia controlada del proceso de inspección

##### I) Aspectos generales

El inspector debe asegurarse de que todos los pasos necesarios para la obtención de los empalmes soldados se lleve a cabo de acuerdo con esas recomendaciones. Para ello se le proporcionarán planos en los que se muestre el tamaño, longitud, tipo y colocación de todas las soldaduras, y se le notificará, por adelantado y con tiempo suficiente, cuando se planee iniciar cada una de las etapas del armado de la estructura.

##### II) Inspección de materiales

El inspector debe asegurarse de que todos los materiales utilizados (acero, electrodos, gases de soldadura, etc.) cumplan los requisitos especificados en las recomendaciones y que se empleen y usen de acuerdo con la construcción.

##### III) Inspección del estado de los procedimientos de soldadura

El inspector revisará el manual que se va a utilizar para hacer las soldaduras de la obra, con objeto de asegurarse de que está en condiciones adecuadas de operación. Revisará también los tipos de juntas que se van a emplear y los procedimientos para efectuarlos, los que deberán estar de acuerdo con las recomendaciones.

##### IV) Inspección de las calificaciones de los operarios

Los operarios de soldadura serán examinados y calificados por el inspector. El inspector puede exigir las pruebas de calificación de cada uno de los operarios, o comprobar que cada uno de ellos ha demostrado su capacidad previamente, bajo otra supervisión aceptable.

El inspector puede pedir la recalificación de un operario cualquiera si su trabajo es de calidad inferior a la requerida por esas recomendaciones, o si ha dejado de trabajar durante más de tres meses en el proceso que él ha sido calificado.

##### V) Inspección del trabajo

Durante la erigición y el ajuste de las barras de refuerzo de la estructura, y

antes de que se termine el trabajo en concreto, el inspector debe asegurar se da que se satisfacen los puntos siguientes:

- a) Las soldaduras, biseladas, dilataciones, etc; son las indicadas en estas recomendaciones para cada tipo de junta.
- b) Las formas, longitudes y posiciones de todas las soldaduras cumplen las condiciones impuestas por estas recomendaciones y por las especificaciones y planos de construcción.
- c) No se ha sustruido ni añadido ninguna soldadura, sin la debida aprobación.
- d) Solamente se están empleando procedimientos aceptados por estas recomendaciones.
- e) Los electrodos se están utilizando únicamente en las posiciones y con el tipo de corriente y polaridad para los que están especificados.
- f) Los operarios utilizan las técnicas adecuadas.
- g) Todas las soldaduras terminadas tienen características correctas; para cerciorarse de que se cumplen este punto, el inspector debe medir el tamaño y el contorno de las soldaduras con dispositivos adecuados, y llevar a cabo una inspección visual cuidadosa, con ayuda de lentes de aumento, iluminación potente o cualquier otro elemento que le pueda ser útil.
- h) Durante los trabajos de supervisión, el inspector identificará con marcas fácilmente visibles todas las partes o juntas que requieran correcciones o sustitución, y volverá a marcarlas cuando las haya aceptado.

#### Vij) Obligaciones del contratista

El contratista satisfará todas las indicaciones que le haga el inspector de corregir una falta de obra inaceptada, y reparar y sustituir todas las soldaduras que no cumplen los requisitos de estas recomendaciones de construcción.

Si una soldadura defectuosa o las operaciones llevadas a cabo para repararla dañan las barras de tal manera que dejen de ser capaces de demostrar eficientemente su papel dentro de la estructura, el contratista deberá sustituir el material dañado o compensar sus deficiencias siguiendo algún procedimiento autorizado.

#### Vii) Inspección radiográfica

Cuando se desee complementar la inspección visual por medio de radiografías, en los planos y especificaciones de construcción se indicará el número o porcentaje de juntas que deberán radiografiarse, pero no se señalará su posición, el inspector escogerá las uniones en las que se tomarán las radiografías.

En estructuras especiales, o en zonas críticas de estructuras ordinarias, puede especificarse que se radiografe un porcentaje elevado, o aun la totalidad, de las uniones soldadas a tope, pero en general no se tomarán radiografías de más de un diez o quince por ciento de las juntas.

#### Viii) Pruebas destructivas

Las radiografías sancionan en general la soldadura de las juntas a tope entre barras, pero no garantizan que su comportamiento bajo carga será satisfactorio, ya que no proporcionan ninguna información sobre posibles cambios de estructura.



bles en la estructura en forma de cascadas, fundamentalmente, a efectos térmicos inadecuados en las zonas de deposición de la soldadura o por el enfriamiento posterior hasta la temperatura ambiente, además, con cierta frecuencia se forman fisuras en el metal de los bordes de la superficie de los biselados, las que no suelen registrarse en las placas máximas, a causa de su orientación.

Todo esto ocasiona que, para terminar la inspección de las uniones soldadas en las barras de refuerzo de una obra, y para llevar un control de calidad completo, sea necesario remover de la obra un cierto número de juntas y someterlas a pruebas de tensión, hasta la rotura, en una máquina de ensayo; estas pruebas pueden complementarse con estudios metalográficos.

La obtención de los especímenes para las pruebas destructivas de tensión debe llevarse a cabo en forma continua, durante todo el proceso de construcción, y no debe autorizarse ningún colado sin que se conozcan previamente los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas en juntas de la zona que se desea colar.

Se considerarán inaceptables todas las uniones en las que la fractura se presente en la soldadura, o en la zona inmediata a ella, bajo una carga menor que la correspondiente al 125 por ciento del esfuerzo de fluencia de la barra, o cuando la fractura se presente bajo una carga mayor, pero la ductilidad del espécimen, medida en porcentaje de la longitud inicial y correspondiente a la fractura, disminuya o menos de los dos tercios de la especificada para la barra, o a menos del cuatro por ciento.

Los especímenes deben ser retirados en forma aleatoria de las juntas efectuadas en la obra, y no se tomen de las uniones que, ya ocurridas con la construcción visible, tienen más probabilidad de ser defectuosas. En estas pruebas debe ser suficiente un número de pruebas destructivas con probabilidad entre el cinco y diez por ciento del total de las juntas, aunque en casos especiales puede ser recomendable ensayar un porcentaje más elevado.

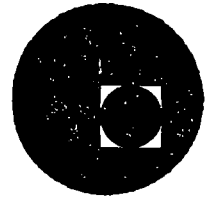
1.5.1a Preferencias

1. "Recommended Practices for Welding Reinforcing Steel, Metal Inserts and Connections in Reinforced Concrete Construction", AWS D 12.1-61, American Welding Society, Nueva York (1961)
2. J. F. Rudy, F. Suyama y H. Schwerrzbart, "Welding of Reinforced Bars for Concrete Construction", Welding Journal (ago 1959)
3. "Reinforcing Bar Splices", Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI), Chicago, Ill. (1965)
4. Proposed Revision of ACI 318-63, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI Journal, American Concrete Institute, Detroit, Michigan (feb 1970)
5. "Code for Welding in Building Construction", AWS D 1.0-69, American Welding Society, Nueva York (1969)
6. "Specifications for Welded Highway and Railway Bridges", AWS D 2.0-69, American Welding Society, Nueva York (1969)
7. "Welding Inspection", American Welding Society, Nueva York (1963)
8. "Welding Handbook" (Sec. 1, 6a Ed., 1968; Sec. 2, 6a Ed., 1969; Sec. 5, 5a Ed., 1967), American Welding Society, Nueva York
9. A. Zaldívar Toro, "Instrucción para soldar barras o tornos" Dirección General de Laboratorios y Control de Calidad, SCON, México, D. F.
10. L. Salcázar Fasilla, y A. Zaldívar Toro, "La importancia de la soldadura en el Acero de Refuerzo", trabajo presentado en VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, México, D. F. (sep 1970)
11. F. Robles Fernández, "Concreto Reforzado", Sec. H, Manual de diseño de obras civiles, CFE, México, D. F. (1967)
12. De Buen, O., "Estructuras de acero", Sec. I, Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE, México, D. F. (1969)
13. Aceros Ecatepec, S. A., "Soldadura al arco eléctrico en barras TOST"
14. De Buen O., "Recomendaciones para soldar barras de refuerzo en estructuras de concreto" Informe N° 233, Instituto de Ingeniería, UNAM, (1971)
15. De Buen O., "Naciones de metalurgia de la soldadura" Informe D 2, Instituto de Ingeniería, UNAM. (1969)

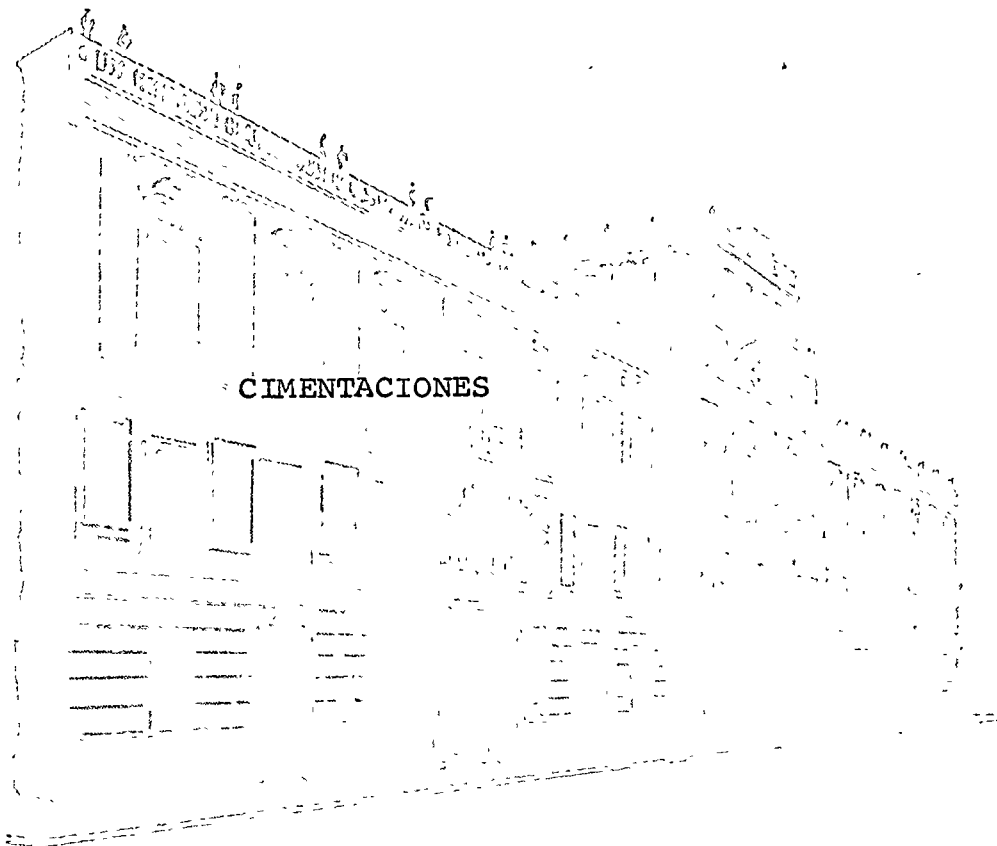




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



RESIDENTES DE CONSTRUCCION



DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

MAYO DE 1977.

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-28-12

X<sub>1</sub>

### C O N T E N I D O

	pág.
1. ANTECEDENTES.	2
2. TRABAJOS DE CAMPO.	2
3. PRUEBAS DE LABORATORIO.	2
4. ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES.	3
5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO.	4
6. CIMENTACION DEL EDIFICIO DE PROCESO.	5
6.1 <i>Descarga debida a la excavacion.</i>	6
6.2 <i>Esfuerzo neto en <math>D_f = 2.5</math> m.</i>	6
7. CIMENTACION EN EDIFICIO DEL ALMACEN DE PROCESO	6
8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.	7
8.1 <i>Asentamientos bajo el punto a y b</i>	8
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	9

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

### 1. ANTECEDENTES.

Se solicitó a BALLESTEROS, S. A., el estudio de Mecánica de Suelos y selección del tipo de cimentación para la ampliación de su nueva planta en Santa Clara, Ecatepec, Estado de México. Para lo cual proporcionó la ubicación de la area de ampliación (Fig. 2), y las cargas sobre columnas (Fig. 1).

### 2. TRABAJOS DE CAMPO

Se efectuaron tres sondeos mixtos SM-1, SM-2 y SM-3, cuya localización en planta se indica en la Fig. 2, llevándose a profundidades de 20, 35.40, y 20.00 metros respectivamente, y se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas. El muestreo inalterado se efectuó mediante tubos de pared delgada tipo "Shelby" en los estratos compresibles, y barril doble giratorio tipo "Denison" en los suelos muy compactos. Las muestras alteradas se obtuvieron mediante el método de penetración estándar (Ref. 1, Pag. 295-314), todas las muestras obtenidas se trasladaron al laboratorio para realizar las pruebas necesarias.

### 3. PRUEBAS DE LABORATORIO

A todas las muestras se les efectuaron pruebas de clasificación al tacto en estado húmedo y seco, y de contenido natural de agua  $w$ . También en muestras representativas de cada es -

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

X<sub>1</sub>

trato se efectuaron pruebas complementarias de clasificación; límite líquido  $w_L$  y límite plástico  $w_p$ , con el objeto de reclasificar al suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación (SUCS), (Ref. 1, Pag. 36-45). Los resultados, se muestran en las Figuras 3, 4 y 5.

En las muestras inalteradas se efectuaron pruebas de: Compresión simple, con el objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante. Gravedad específica de los sólidos, para estimar el peso propio del subsuelo  $p_0$ , y la relación inicial de vacíos  $e_0$ . Consolidación para estimar los asentamientos a largo plazo. Los resultados de consolidación se muestran en las Figuras 6, 7, 8.

#### 4. ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Del nivel actual del terreno hasta una profundidad de 0.6 m. se encontró un relleno compuesto de arcilla limosa con raíces. De 0.6 m a 2.50 m se encontró una arcilla de alta plasticidad. De 2.50 m a 3.60 m se encontró un estrato de arena arcillosa, poco compacto. De 3.60 a 15.40 m se encontró una arcilla extra sensitiva de un peso de los sólidos  $\gamma_s = 2.2 \frac{gf}{cm^3}$  y una relación de vacíos  $e_0$  lo cual varía de 7.41 m a 2.55. De 15.40 m a 16.60 m se encuentra un estrato de arena limosa muy compacta con una resistencia a la penetración estándar mayor de 30 golpes por pie. De 16.60 m a 17.20 m se encontró -

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO D. F.

TEL. 539-88-12

X<sub>1</sub>

una arcilla sensitiva con una gravedad específica de 2.37 y una relación de vacíos de 2.63. De 17.20 m a 22.10 m se encontró una arena limosa muy compacta con una resistencia a la penetración estándar mayor de 30 golpes por pié. De 22.10 m a 24.0 continua una arcilla arenosa de una resistencia a la penetración estándar de 2 golpes por pié. De 24.00 m a 24.80 m se localizó un estrato de arena poco compacto. De 24.80 m a 25.90 m, continua la arcilla anterior. De 25.90 m a 26.50 m se localizó un estrato de arena arcillosa muy compacto con una resistencia a la penetración estándar de 99 golpes por pié. De 26.50 m a 30.50 m se encontró una arcilla similar a la anterior, y de 30.50 m a 35.50 m se localizó un estrato de arena limosa y limo arenoso muy compacto con gran resistencia a la penetración estándar. Los resultados se muestran en Figs. 3,4,5 y 12.

Los niveles freáticos en los sondeos 1, 2 y 3, se localizaron a profundidades de 2.90, 2.55 y 2.70 respectivamente.

### 5. CAPACIDAD DE CARGA DEL SUBSUELO.

La carga de falla del subsuelo viene dada por (Ref. 1 Pag. 223)

$$q_{ds} = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (5.1)$$

donde:

$q_{ds}$  = carga de falla del subsuelo en ton/m<sup>2</sup>

X<sub>2</sub>



# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

$c$  = cohesión del subsuelo en  $\text{ton/m}^2$

$D_f$  = Profundidad de desplante en metros

$B$  = Ancho de la cimentación en metros

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ ; son factores de capacidad de carga.

De las pruebas de laboratorio se tiene:

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = \frac{e_0 \gamma_w + \gamma_s}{e_0} = \frac{7.41 + 2.2}{7.41} = 1.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad (5.2)$$

$$D_f = 2.5 \text{ m (De Fig. 4).}$$

Para  $\phi = 0$  se obtiene,  $N_c = 5.14$ ,  $N_q = 1$ , y  $N_\gamma = 0$

Substituyendo (5.2) en (5.1) se obtiene

$$q_{ds} = 1.2(1.25)(5.14) + 1.3(2.5)(1) = 10.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.3)$$

La carga de trabajo para un factor de seguridad de 3 será

$$q_w = \frac{q_{ds}}{3} = \frac{10.96}{3} = 3.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (5.4)$$

### 6. CIMENTACION DEL EDIFICIO DE PROCESO.

Para este edificio se ha seleccionado una cimentación por superficie a base de cajones de cimentación como se indica en la Fig. 9.

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO D. F.

TEL. 539-88-12

X,

6.1. Descarga debida a la excavación.

$$\gamma D_F = 1.3 \times 2.5 = 3.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (6.1.1)$$

6.2. Esfuerzo neto en  $D_f = 2.5 \text{ m.}$

Peso de losa de cimentación:

$$6.67 \times 6.0 \times .2 \times 2.4 = 19.21 \text{ ton}$$

Peso losa de piso:

$$6.67 \times 6.0 \times .15 \times 2.4 = 14.41 \text{ ton}$$

Sobre carga en losa de piso:

$$6.67 \times 6.0 \times 0.4 = 16.01 \text{ ton}$$

Peso de diafrámas:

$$0.30 \times 3.00 \times 11.97 \times 2.4 = \frac{25.86 \text{ ton}}{75.49 \text{ ton}}$$

Carga sobre columna:

$$\text{Carga Total} = \frac{151.00 \text{ ton}}{226.49 \text{ ton}}$$

$$\text{Esfuerzo total} = \frac{226.49}{6 \times 6.67} = 5.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (6.2.1)$$

$$\text{Esfuerzo Neto} = 5.66 - 3.26 = 2.40 \text{ ton/m}^2 \quad (6.2.2)$$

## 7. CIMENTACION EN EDIFICIO DE ALMACEN DE PROCESO

Seleccionando zapatas de 3.00 x 3.00 m con un espesor de 0.5 m (Fig. 10) se tiene el siguiente esfuerzo neto sobre la cimentación:

X,

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

Peso de la zapata:

$$3.00 \times 3.00 \times 0.5 \times 2.4 = 10.80 \text{ ton}$$

Peso del pedestal:

$$0.4 \times 0.4 \times 2.00 \times 2.4 = 0.77 \text{ ton}$$

Peso del relleno:

$$0.20 \times 2.6^2 \times 1.6 = 2.16 \text{ ton}$$

Peso del Piso:

$$0.15 \times 2.6^2 \times 2.4 = \frac{2.43 \text{ ton}}{16.16 \text{ ton}}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Carga de la columna} & = & 17.00 \text{ ton} \\ \text{Carga Total} & = & \underline{33.16 \text{ ton}} \end{array}$$

$$\text{Esfuerzo total} = \frac{33.16}{3.0 \times 3.0} = 3.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Esfuerzo Neto} = 3.68 - 3.26 = 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (7.1)$$

### 8. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.

En el almacén de proceso, las zapatas centrales quedan prácticamente compensadas, lo cual se observa de 7.1, y considerando que, las zapatas laterales cargan 7 toneladas menos, - estas quedarán totalmente compensadas. Por lo tanto solo - estimaremos los asentamientos del edificio de proceso. En la Fig. 11 se muestra la variación con la profundidad del peso propio del terreno  $p_0$ , y los incrementos de esfuerzo debido al incremento neto de presión  $\Delta p = 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ , bajo los puntos a y c, y en la Fig. 14 se muestran los coeficientes - de influencia para el cálculo de los esfuerzos así como sus -

X,

# BALLESTEROS, S. A.

## Ingenieros Consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

valores en función de la profundidad.

El asentamiento  $S$  para arcillas normalmente cargadas viene dado por (Ref. 1 Pag. 72).

$$S = H \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta\sigma_z}{p_0} \quad (8.1)$$

donde:

$S$  = Asentamiento del estrato de arcilla

$H$  = Espesor del estrato

$C_c$  = Índice de compresión

$e_0$  = Relación inicial de vacíos

$p_0$  = Presión de peso propio del terreno

$\Delta\sigma_z$  = Incremento de presión debida al incremento de carga -  
sobre la cimentación

### 8.1. Asentamientos bajo el punto a y b

De las Figuras 11, 14 y de fórmula 8.1 se tiene lo siguiente para el punto a:

$$\Delta S_{1a} = 10 \frac{3.33}{1+4.33} \log_{10} \frac{15+2}{15} = 0.3396 \text{ m}$$

$$\Delta S_{2a} = 3.12 \frac{1.71}{1+2.63} \log_{10} \frac{15.35+1.36}{25.35} = 0.0334 \text{ m}$$

$$\Delta S_{3a} = 2.00 \frac{1.71}{1+2.19} \log_{10} \frac{24.01+1.00}{34.01} = 0.0135 \text{ m}$$

$$\Delta S_{4a} = 1.00 \frac{1.71}{1+2.20} \log_{10} \frac{37.76+0.89}{37.76} = 0.0054 \text{ m}$$

X,

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

$$\Delta S_{5a} = 4.00 \frac{1.98}{1+3.20} \text{Log}_{10} \frac{42.21+0.74}{42.21} \quad \Delta S_a = \frac{0.0142 \text{ m}}{0.41 \text{ m}} \quad (8.1.1)$$

Y para el punto c se tiene:

$$\Delta S_{1c} = 10 \frac{3.33}{1+4.33} \text{Log}_{10} \frac{15+0.57}{15} = 0.1010$$

$$\Delta S_{2c} = 3.12 \frac{1.17}{1+2.63} \text{Log}_{10} \frac{25.35+0.52}{25.35} = 0.0095$$

$$\Delta S_{3c} = 2.00 \frac{1.71}{1+2.19} \text{Log}_{10} \frac{34.01+0.46}{34.01} = 0.0063$$

$$\Delta S_{4c} = 1.00 \frac{1.71}{1+2.20} \text{Log}_{10} \frac{37.76+0.425}{37.76} = 0.0026$$

$$\Delta S_{5c} = 4.00 \frac{1.98}{1+3.20} \text{Log}_{10} \frac{42.21+0.39}{42.21} \quad \Delta S_c = \frac{0.0075}{0.13} \quad (8.1.2)$$

La cimentación por cajones del edificio de proceso presenta una rigidez infinita por lo tanto el asentamiento total tendrá un orden de magnitud aproximadamente igual al valor medio

$$S_T = \frac{\Delta S_a + \Delta S_c}{2} \quad (8.1.3)$$

Substituyendo (8.1.1) y (8.1.2) en (8.1.3) se obtiene

$$S_T = \frac{0.41+0.13}{2} = 0.27 \text{ m} \quad (8.1.4)$$

### 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

9.1. La profundidad de desplante de cimentación respecto a la superficie actual se recomienda de 2.5 m.

BALLESTEROS, S. A.  
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO D. F.

TEL. 539-88-12

- 9.2. El esfuerzo neto de trabajo para cimentar por superficie a una profundidad de 2.5 m con un factor de seguridad respecto a falla de 3, puede ser de 3.65 ton/m<sup>2</sup>
- 9.3. Se propone una cimentación a base de cajones de cimentación, parcialmente compensada para el edificio de proceso, su esfuerzo neto a la profundidad de desplante, es del orden de 2.40 -- ton/m<sup>2</sup>, sus dimensiones se indican en la Fig. 9. No es necesario usar pilotes de control, se puede dejar la preparación en los cajones para colocarse en el futuro en caso de ser necesario.
- 9.4. En el almacén de proceso se proponen zapatas cuadradas de 3.00 x 3.00 m, desplantadas a 2.5 m, estas prácticamente quedan totalmente compensadas, su esfuerzo neto oscila de cero a 0.42 ton/m<sup>2</sup>.
- 9.5. Los asentamientos a largo plazo en el edificio de proceso serán menores o iguales a 27 cm. Los asentamientos diferenciales serán despreciables por la rigidez de la cimentación y la estructura. En el almacén de proceso serán nulos, su valor se registrará por el regional.
- 9.6. Sólo el almacén de proceso tendrá rellenos, se recomienda excavar 50 cm. para quitar la arcilla superficial con raíces, y rellenar con un limo arenoso compactado al 90% respecto a la prueba de compactación de Proctor, compactándose en capas de 20 cm, --

# BALLESTEROS, S. A.

## Ingenieros Consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 537-88-12

X,

hasta llegar a 20 cm arriba del nivel actual del terreno.

9.7. La losa de piso en almacén de proceso deberá llevar juntas de construcción impermeables con separaciones en ambas direcciones menores o iguales a 8.00 m, también en su intersección con el muro perimetral deberá llevar juntas de construcción. La unión entre los pedestales de columna deben ser dadas, que queden separadas del plano inferior de la losa, una distancia mayor o igual a 20 cm.

9.8 La estructura actual, el edificio de proceso, y el almacén de proceso deberán ser independientes, es decir tendrán juntas de construcción en cimentación y estructura.

BALLESTEROS, S.A.  
Ingenieros Consultores.

### 10. Referencias

10.1 Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc. 2a. edición, 1967.

10.2 Meyerhof, G.G., "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", J. Soil Mechanics, ASCE, 82 SM 1, Paper 866, 1956, pp. 1-19.

10.3 Schmertman, John H., "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1201-1233.

10.4 Boussinesq, J., "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Paris, Gauthier-Villars, 1885.

X. 10.5 Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley.

# BALLESTEROS, S. A.

## INGENIEROS CONSULTORES

NEVADO 125-102

MEXICO 13. D. F.

TEL. 539-88-12

X,

### LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1 Cargas sobre columnas de cimentación
- Fig. 2 Croquis de localización de sondeos
- Fig. 3 Columna estratigráfica SM-1
- Fig. 4 Columna estratigráfica SM-2
- Fig. 5 Columna estratigráfica SM-3
- Fig. 6 Prueba de consolidación a 6 m. de profundidad en SM-2
- Fig. 7 Prueba de consolidación a 18 m. de profundidad en SM-2
- Fig. 8 Prueba de consolidación en SM-2 a 28 m. de profundidad
- Fig. 9 Croquis de cimentación del edificio de proceso a base de cajones de concreto reforzado
- Fig. 10 Croquis de cimentación a base de zapatas cuadradas en almacén de proceso
- Fig. 11 Esfuerzos verticales debidos a peso propio y sobre carga neta aplicada
- Fig. 12 Perfiles estatigráficos
- X, Fig. 13 Prueba Triaxial consolidada rápida a 32 m de profundidad del SM-2.



GALLESTEROS, S. A.  
INGENIEROS CONSULTORES

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 539-88-12

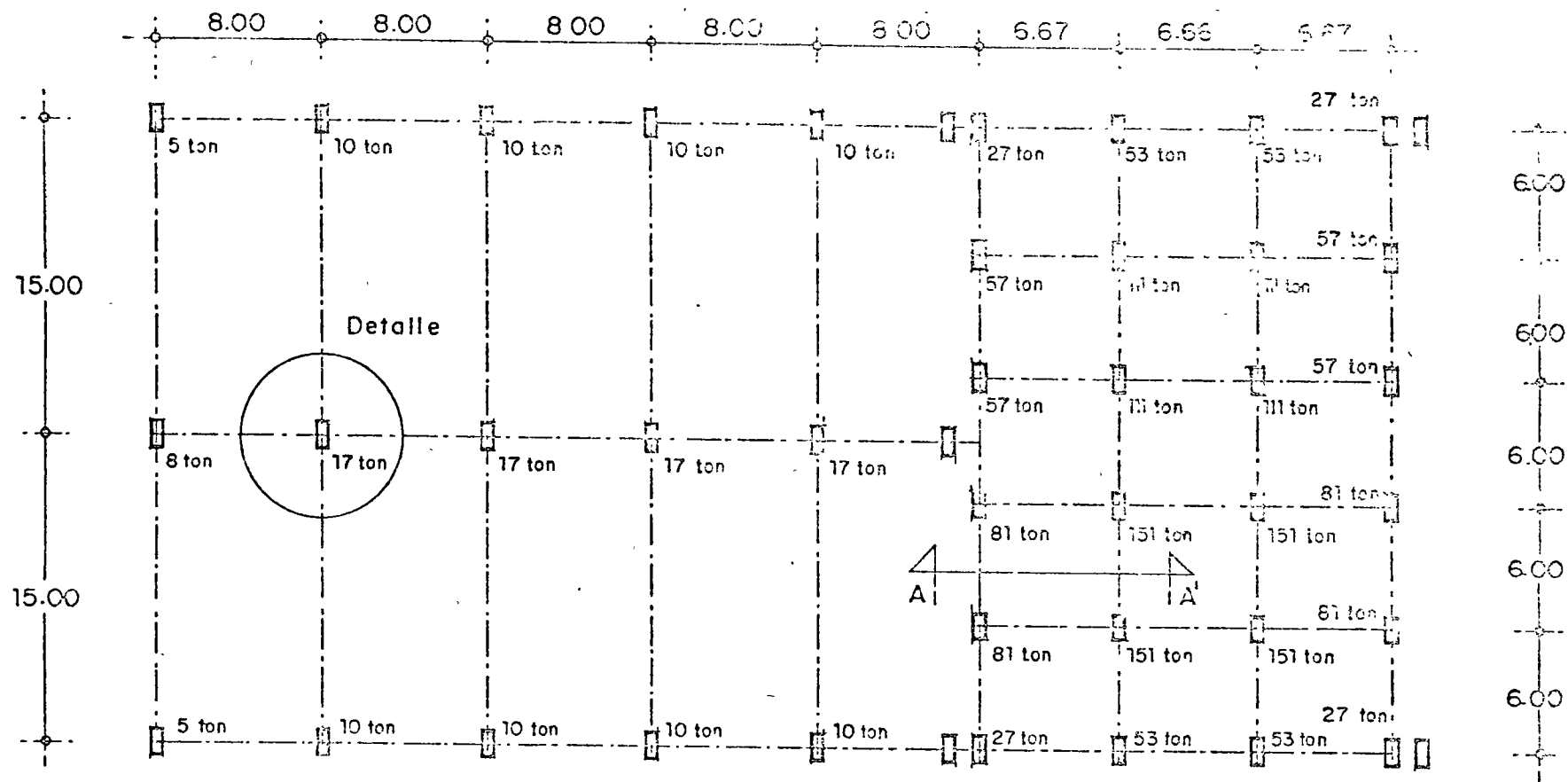
X,

Fig. 14 Coeficientes de influencia para el cálculo  
de incremento de esfuerzos verticales  $\Delta\sigma_z$

Fig. 14a Condición analizada

Fig. 15 Curva de esfuerzo deformación.

X,



ALMACEN PROCESO

EDIFICIO PROCESO

Ver corte en la Fig. 9  
detalle en la Fig. 10

Nota : Cargas proporcionadas por MECSA .

DALLESTEROS, S.A.

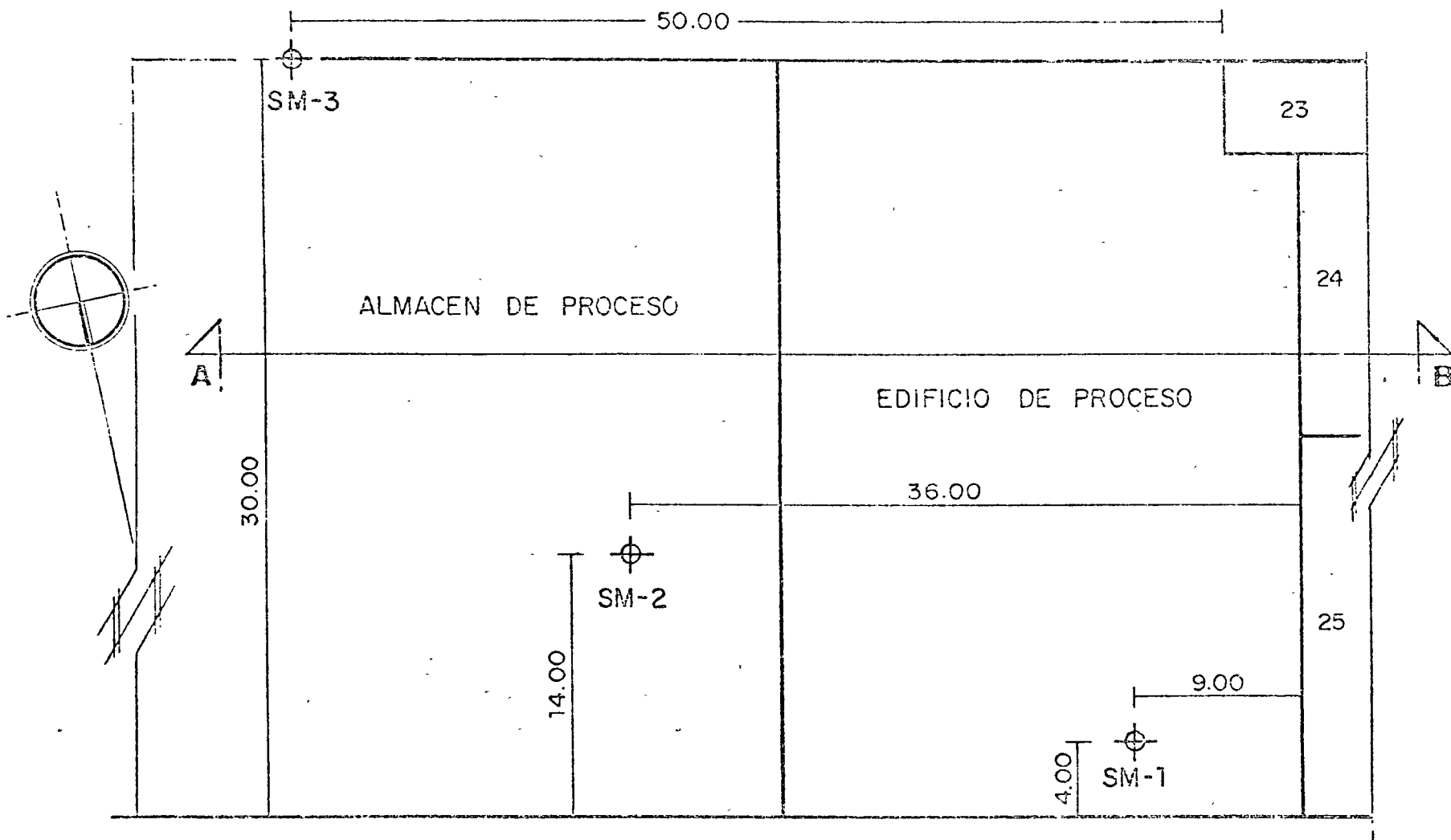
CARGAS SOBRE COLUMNAS

OBRA :

Localización : STA. CLARA, ECATEPEC  
EDO. DE MEXICO

ESC : 1 : 33.5

FIGURA No 1



SM = Sondeo mixto  
Escala 1:33.5

ESC. 1:33.5

CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

# ALLMAYEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

Av. de la Reforma 102 Mexico 13, D.F. Tel: 539-88-12

OBRA:                     

LOCALIZACION: STA. CLARA, COAHUILA

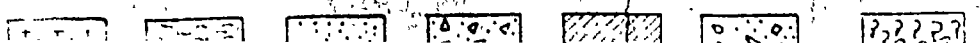
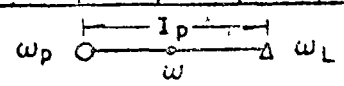
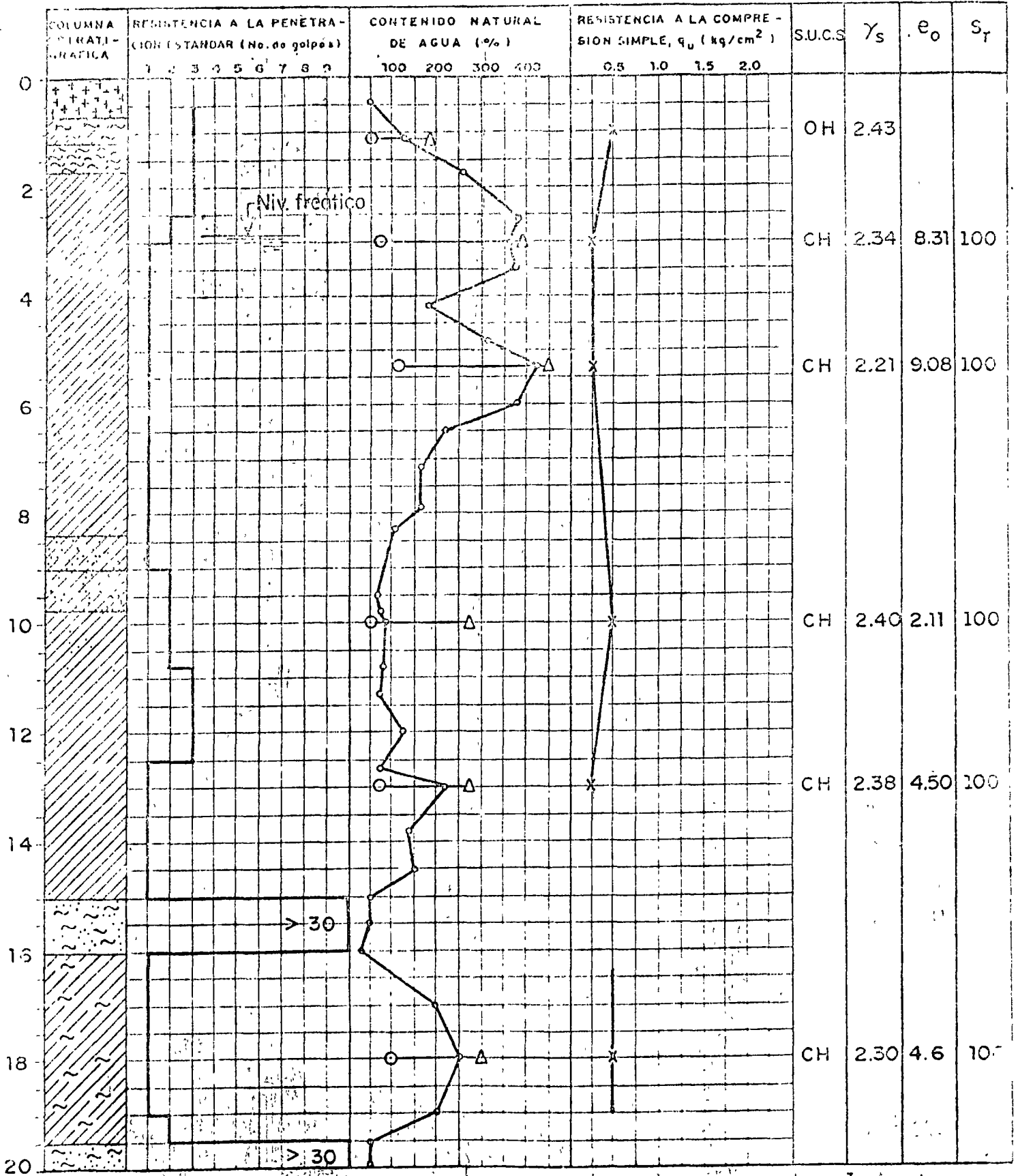
EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: MIXTO, M1

NIVEL DE AGUAS FREATICAS: 2.90 metros

ELEVACION: 0.00

FECHA: JULIO 6 DE 1976



# BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

Nevoa 125-102 Mexico 13, D.F. Tel: 539-88-12

LOCALIZACION: STA. CLARA, ECATEPEC

EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: MIXTO, M-2

NIVEL DE AGUAS FREATICAS: 2.55 metros

ELEVACION: 0.00

FECHA: JULIO 5 DE 1976

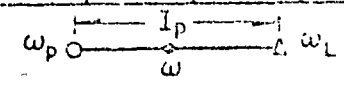
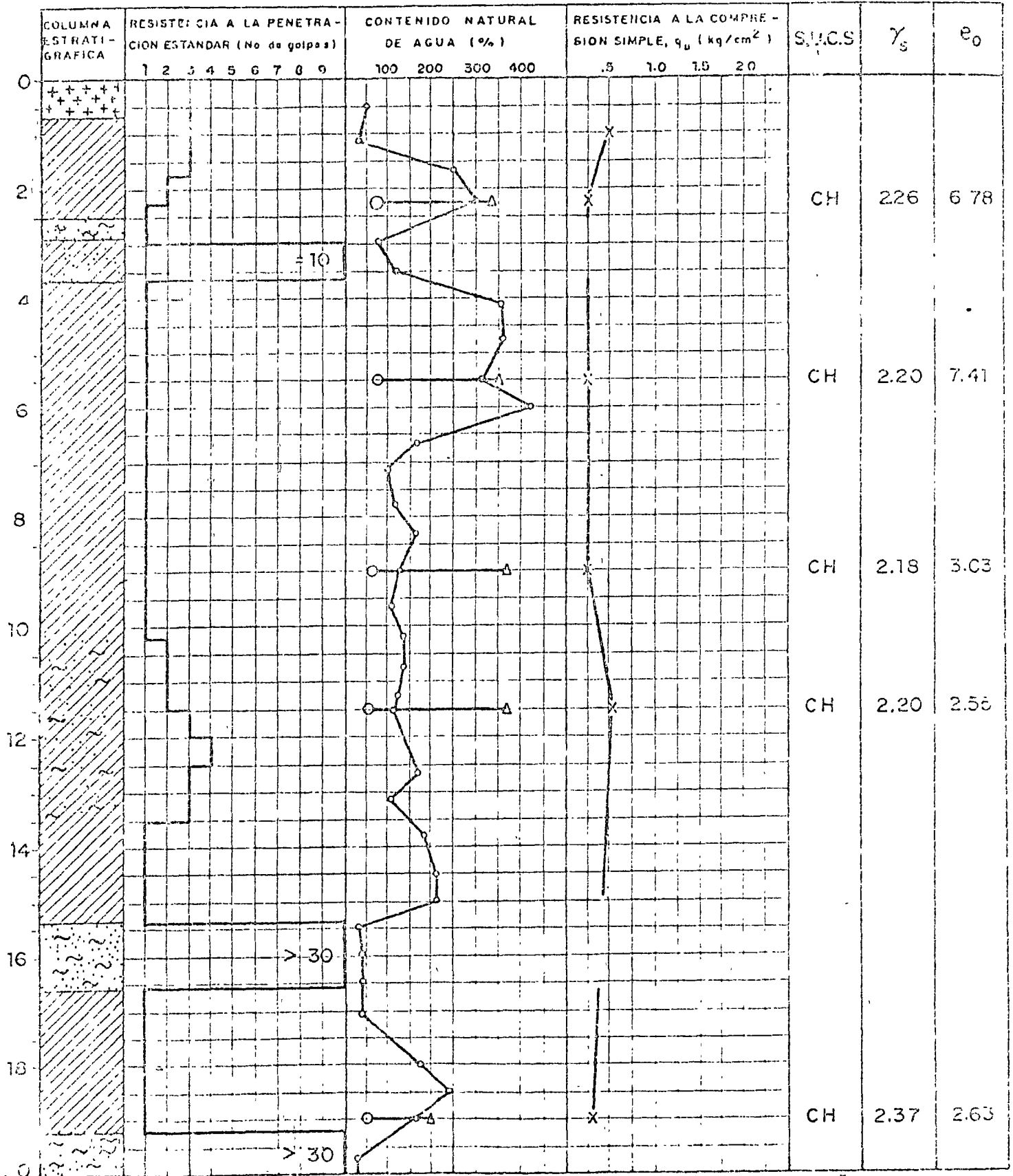


FIGURA No. 1

# VILLANTELOS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

Cevado 125-107 Mexico 13, D.F. Tel: 539-88-12

LOCALIZACION: STA. CLARA, ESTATO DE

EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: MIXTO M2

NIVEL DE AGUAS FREATICAS: 2.55 metros

ELEVACION: 0.00

FECHA: JULIO 5 DE 1976

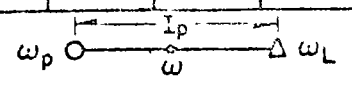
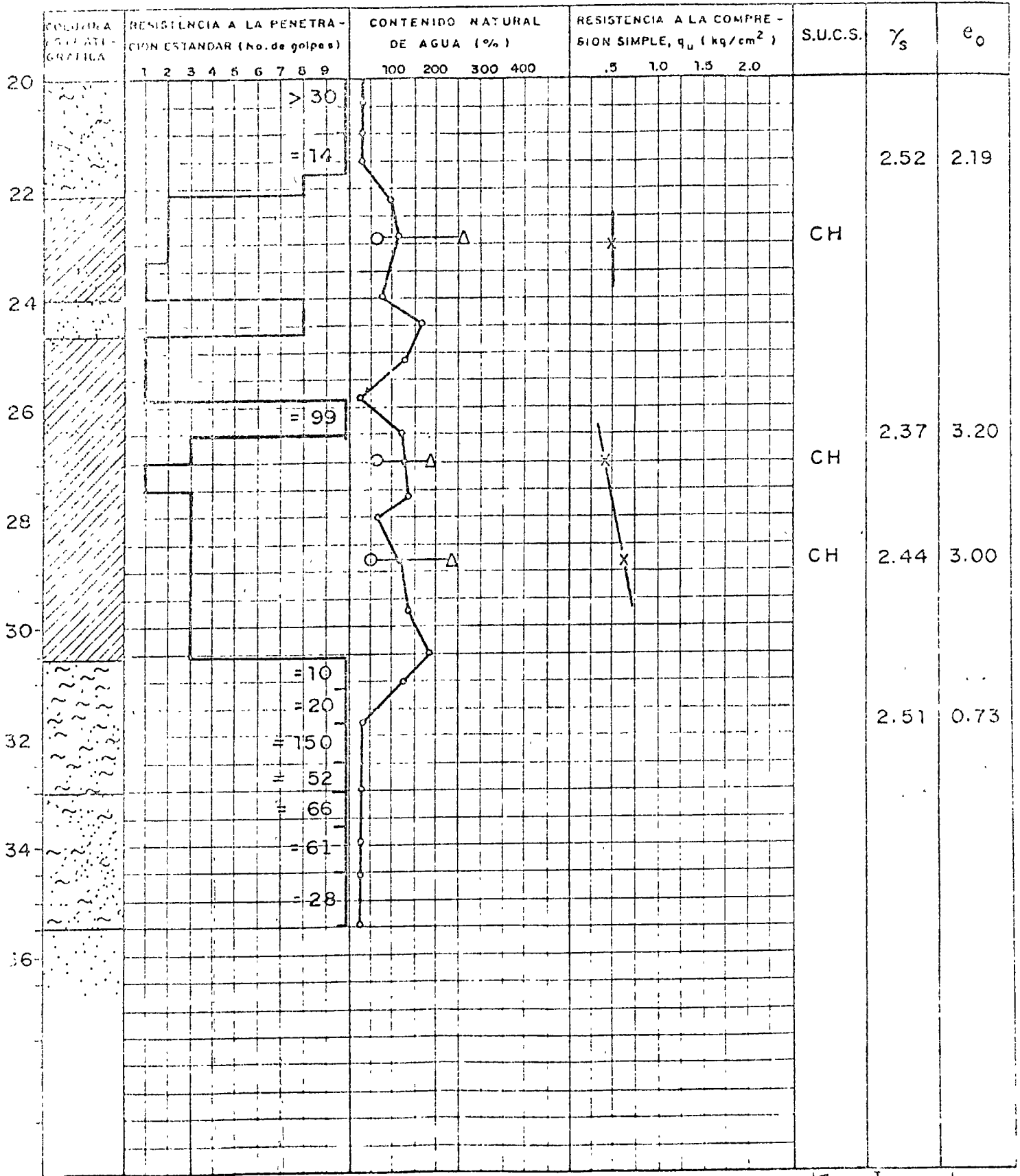


FIGURA No. 4

# BALLESTEROS, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

Nevado 125-102 Mexico 13, D.F. Tel: 539-88-12

LOCALIZACION : STA. CLARA ECA. APEC

EDO. DE MEXICO

TIPO DE SONDEO : MIXTO, M-3

NIVEL DE AGUAS FREATICAS : 2.70 m

ELEVACION : 0.00

FECHA : JULIO 6 DE 1976

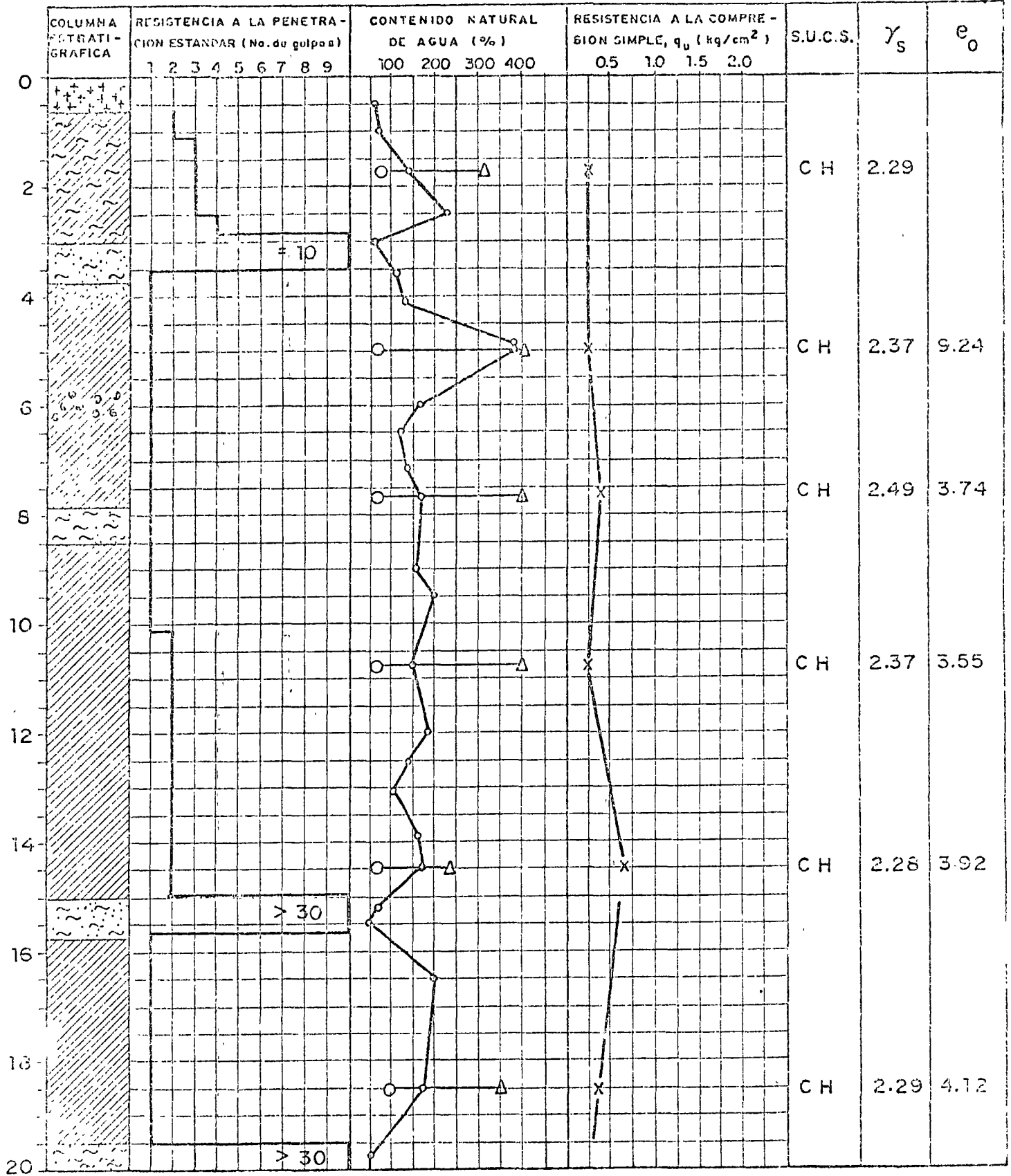


FIGURA No. 5





PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra \_\_\_\_\_ Sondeo M2 Localización ECATEPEC EDO MEX

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	$w_0$ (%)	e	Sr (%)	$p_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	S2	18.00 m	100	263	100%	100

K = curva de campo

Ku = curva de laboratorio

Kr = curva remodelada

$p_0$  = Esfuerzo de preconsolidación

$C_c$  = Índice de compresibilidad (1.71)

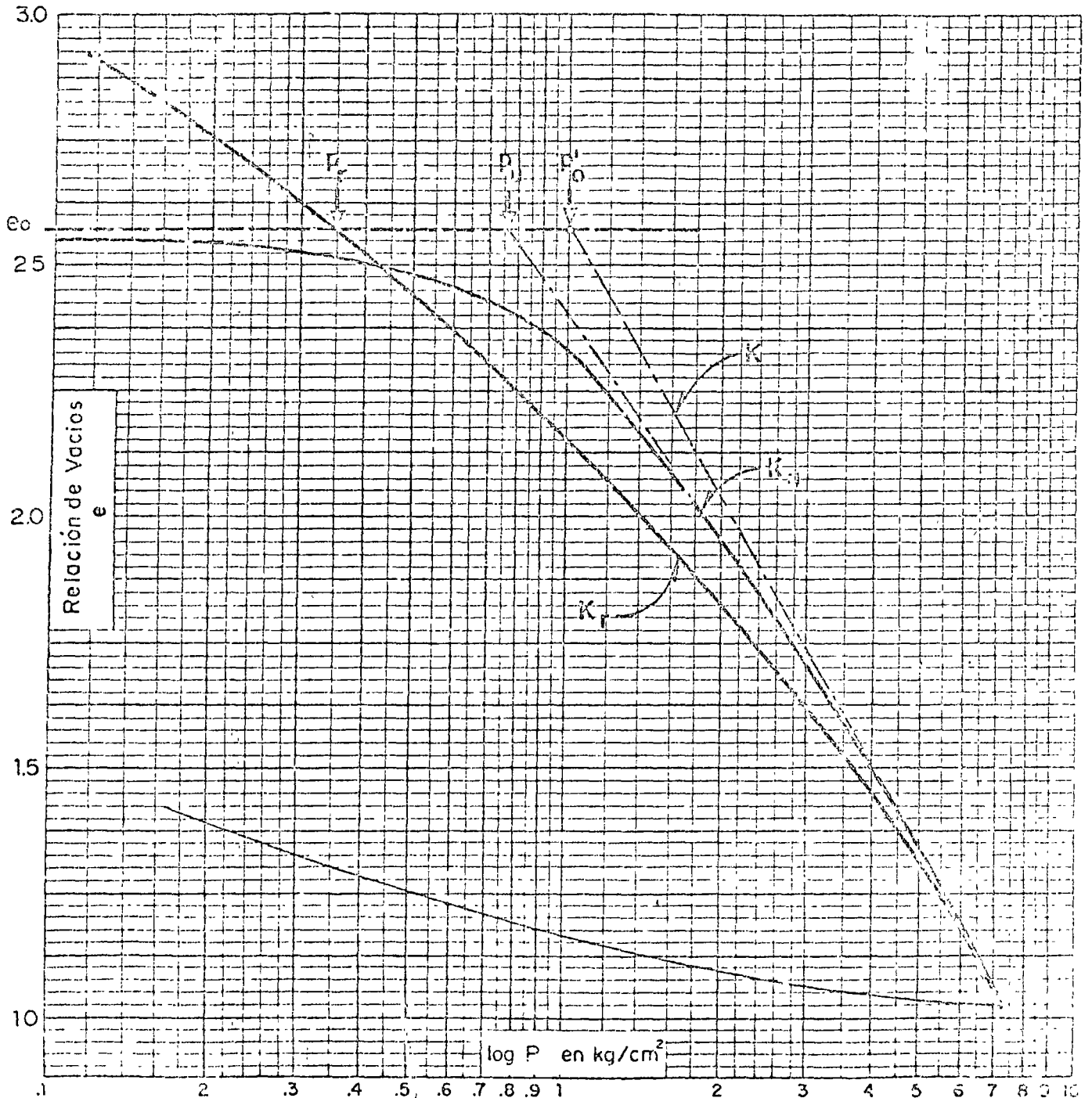


FIGURA No 7

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Objeto \_\_\_\_\_ Sondeo M2 Localización ECATEPEC, EDO. MEX.

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	$\omega_0$ (%)	e	Sr (%)	$p_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	S3	28.00m	135	3.20	100%	1.00

K = curva de campo

K<sub>u</sub> = curva de laboratorio

K<sub>r</sub> = curva remoldeada

$p_0$  = esfuerzo de preconsolidación

C<sub>c</sub> = Índice de compresibilidad (196)

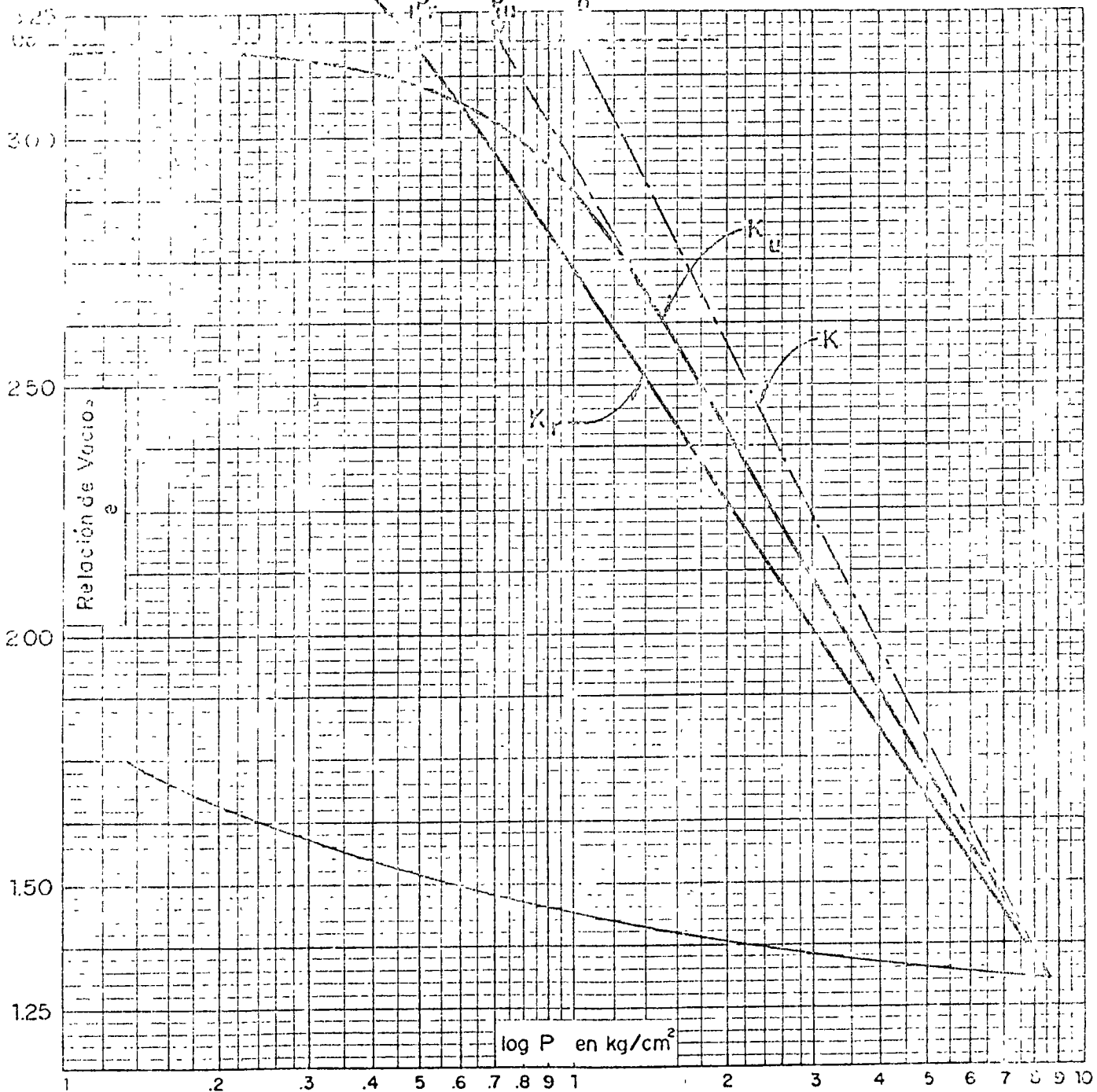
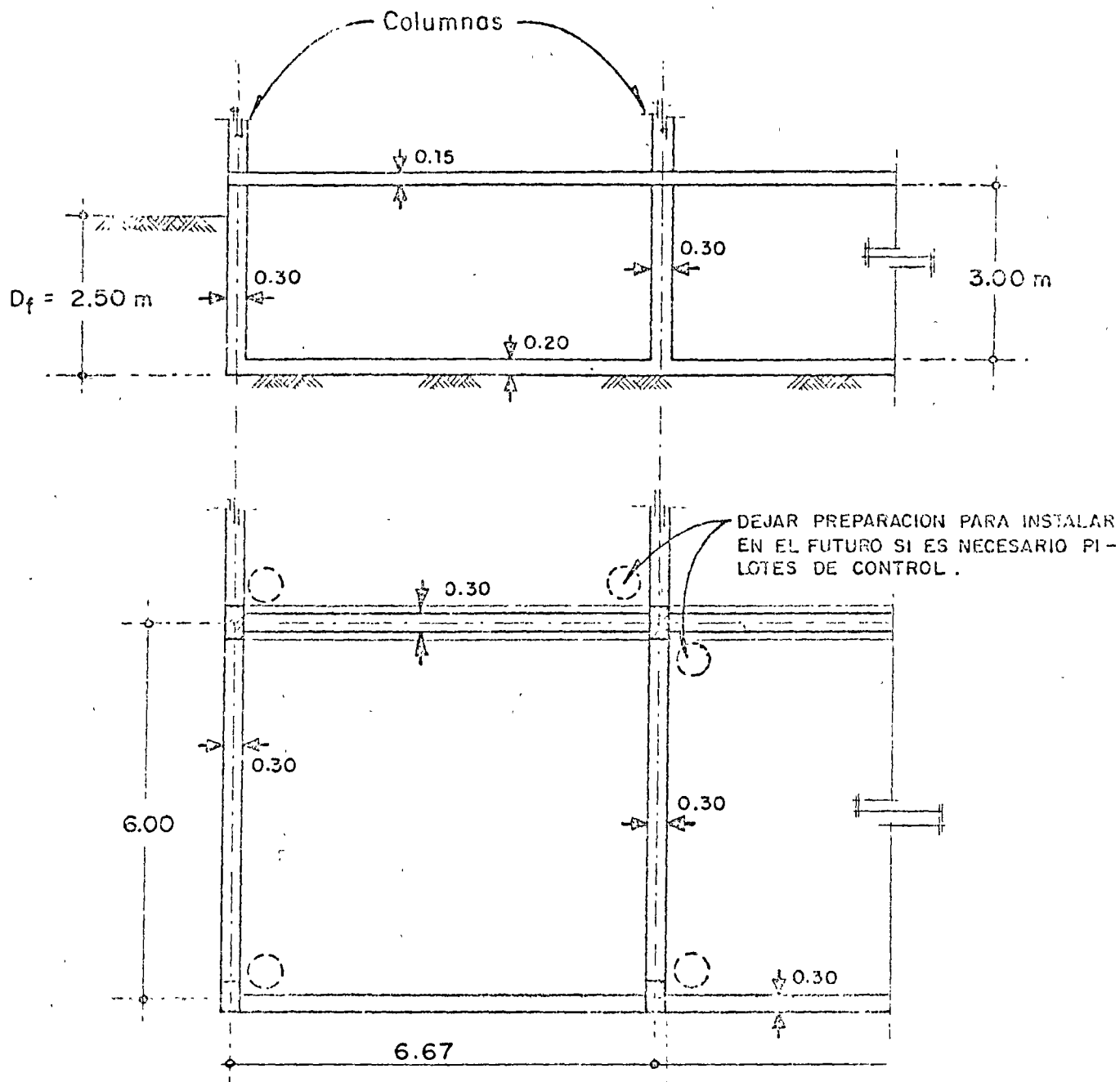


FIGURA No 8

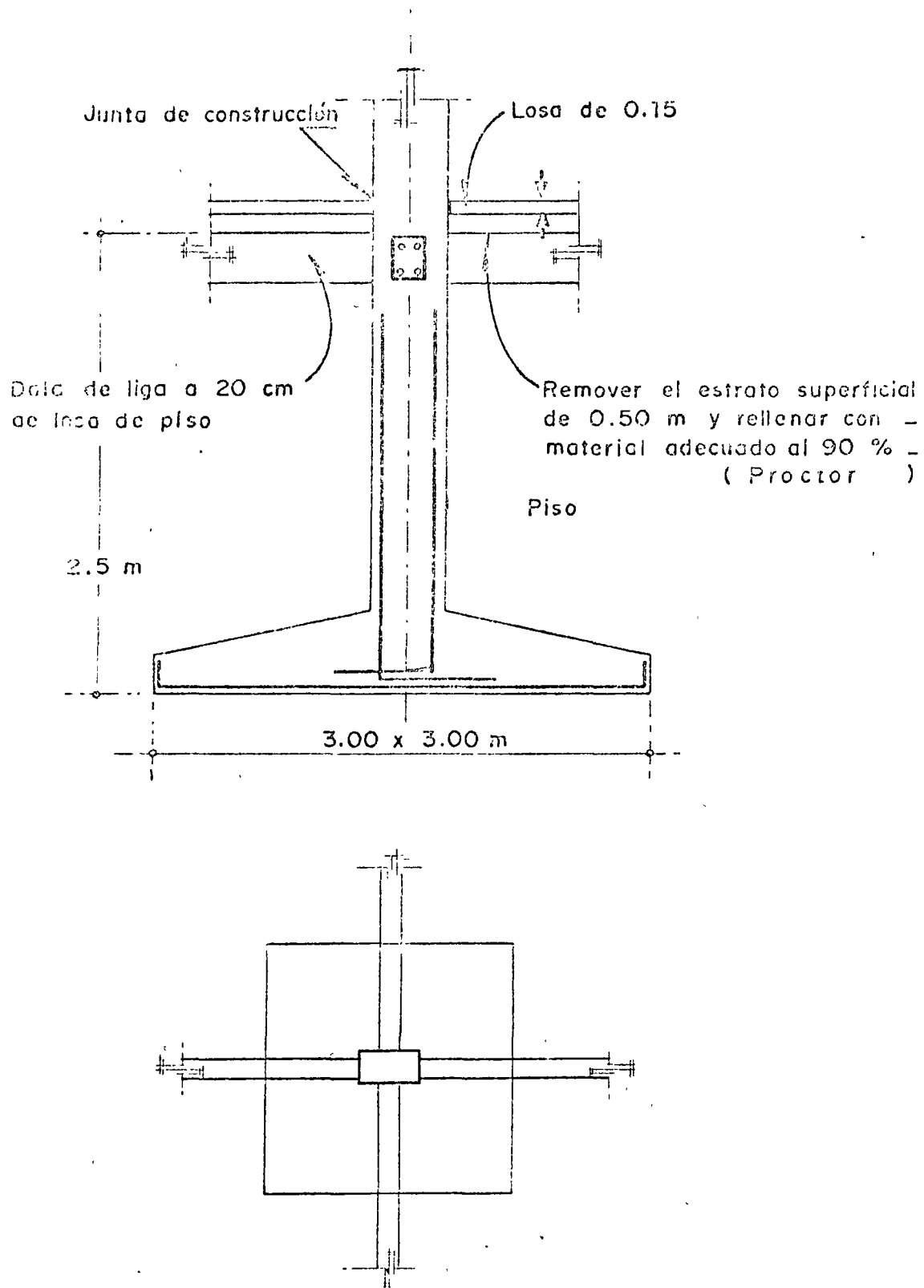


# PLANTA

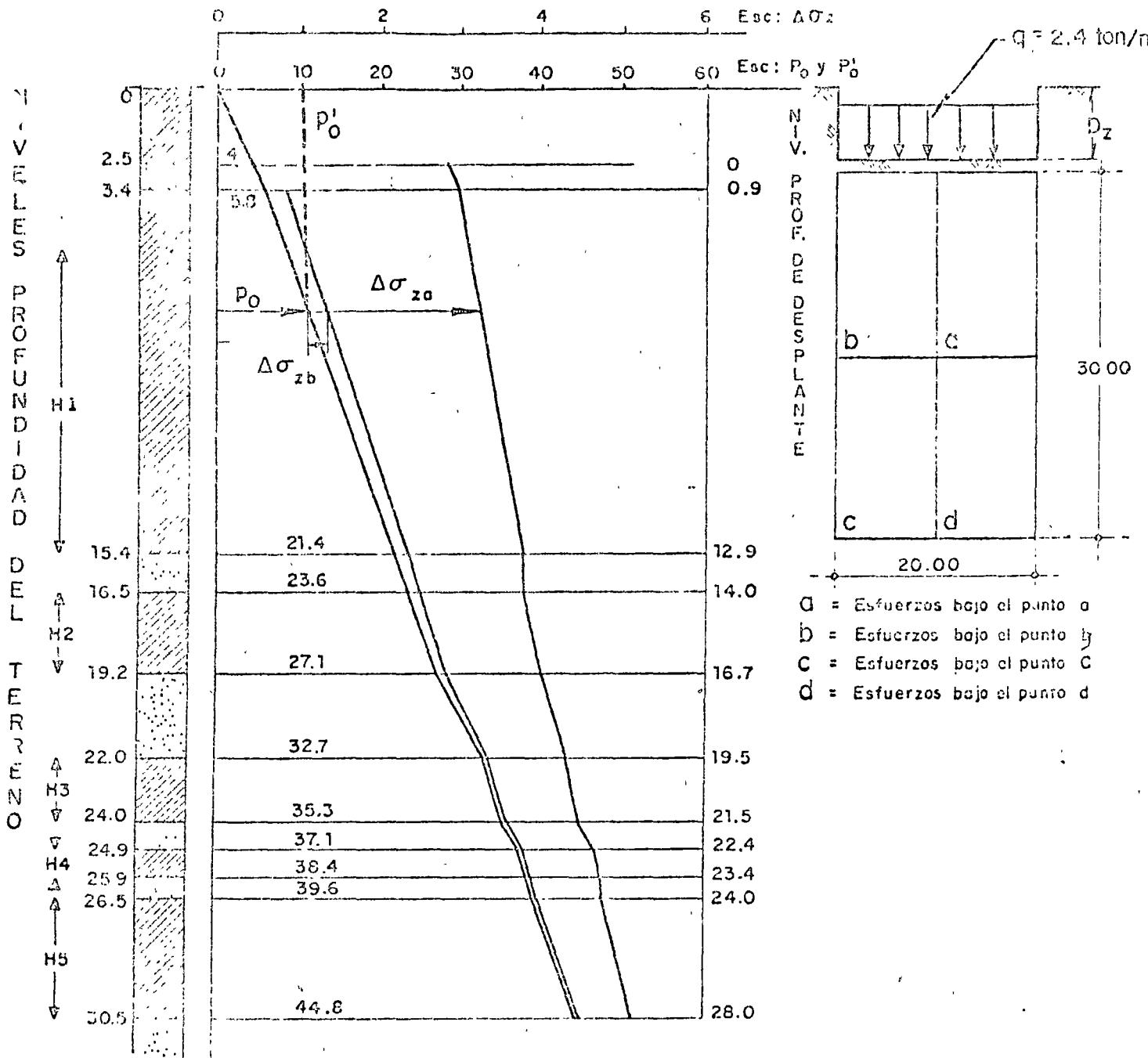
Acofaciones en m

**CROQUIS :** De cimentación parcialmente compensada en Edificio de proceso a base de cajones de concreto reforzado.

*Escala 1 : 100*



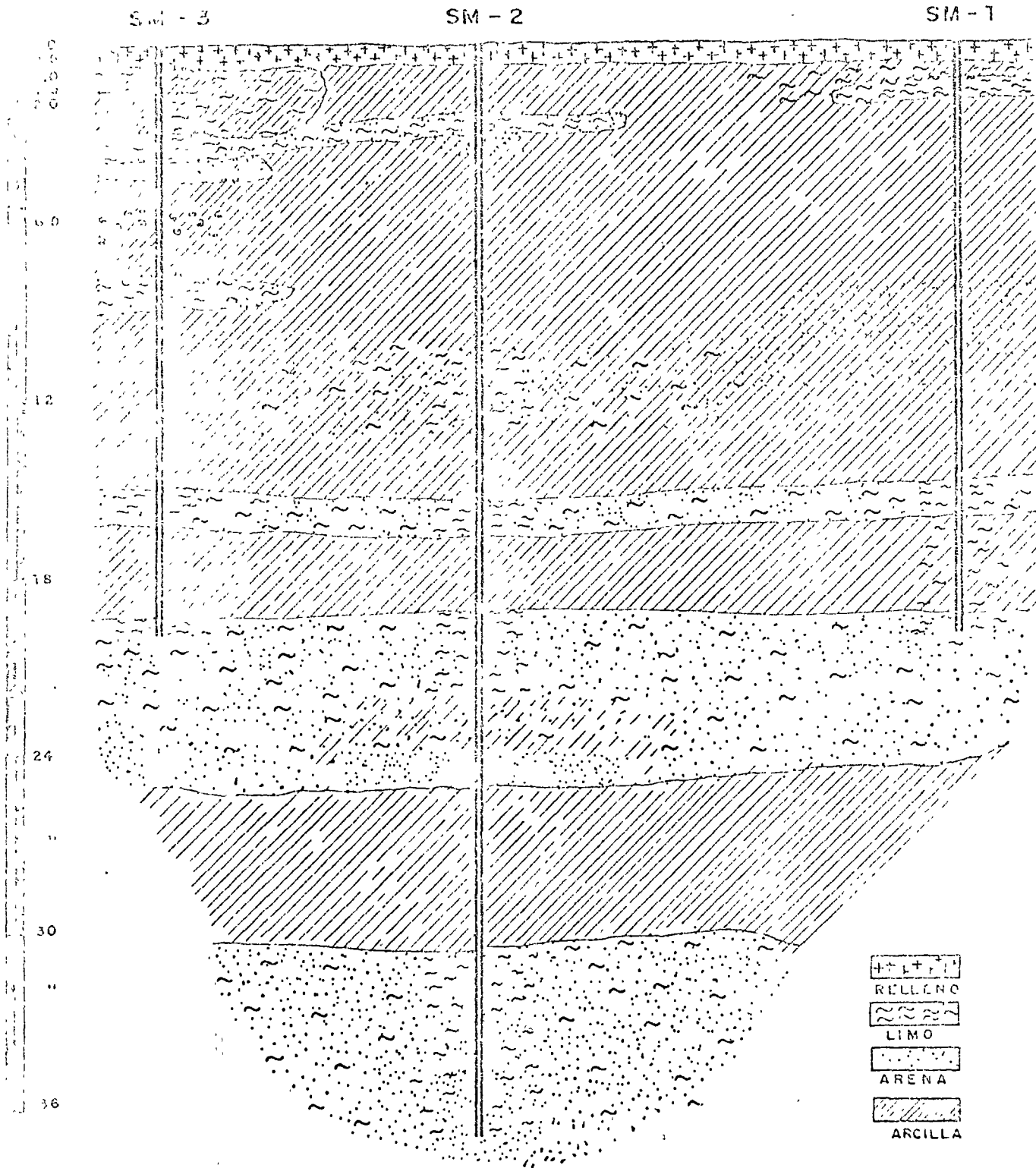
CROQUIS de cimentación a base de zapatas cuadradas en Almacén de proceso



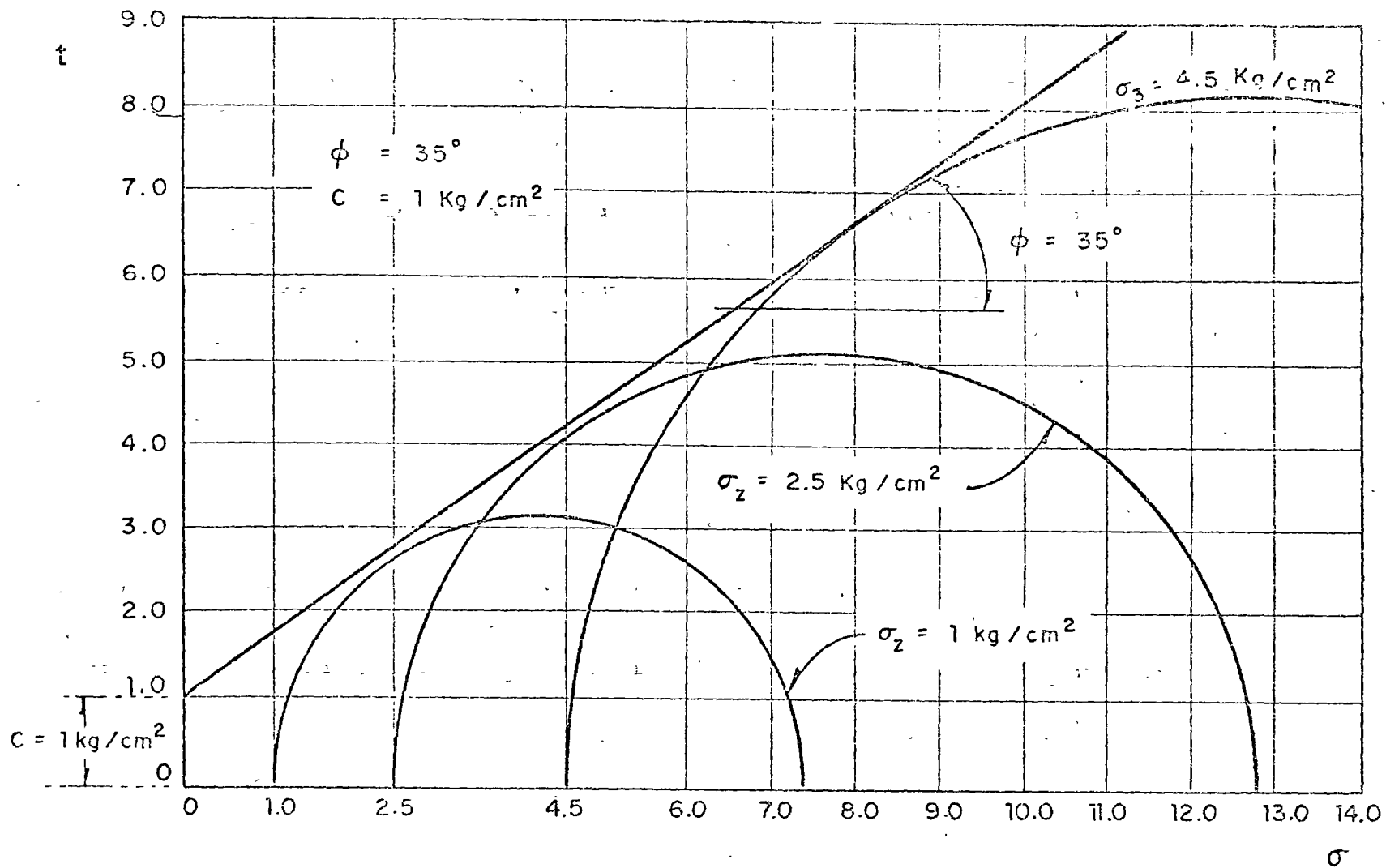
$H_1 = 10.00 \text{ m}, C_{c1} = 3.33, e_{01} = 4.33, p_{01} = 15.00 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z1} = 2 \text{ ton/m}^2$   
 $H_2 = 3.12 \text{ m}, C_{c2} = 1.71, e_{02} = 2.63, p_{02} = 25.35 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z2} = 1 \text{ ton/m}^2$   
 $H_3 = 2.00 \text{ m}, C_{c3} = 1.71, e_{03} = 2.19, p_{03} = 34.01 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z3} = 1 \text{ ton/m}^2$   
 $H_4 = 1.00 \text{ m}, C_{c4} = 1.71, e_{04} = 2.20, p_{04} = 37.76 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z4} = 0.39$  " "  
 $H_5 = 4.00 \text{ m}, C_{c5} = 1.98, e_{05} = 3.20, p_{05} = 42.21 \text{ ton/m}^2, \Delta\sigma_{z5} = 0.74$  " "

Esfuerzos verticales debidos al peso propio y sobrecarga neta aplicada a  $D_z = 250 \text{ m}$

# Perfil estratigráfico probable en línea AB



SM. - Sondeo Mixto  
Escala Horizontal 1 : 33.5  
Escala Vertical 1 : 200



Muestra D1  
 Z = 32 m  
 N = 150 golpes/p  
 Muestreador : Denison  
 Material : Limo arenoso muy compacto  
 $\omega = 30\%$  ,  $e_0 = 0.75$

Prueba triaxial drenada rápida

Punto	Prof* z (m)	B (m)	L (m)	m= $\frac{B}{z}$	n= $\frac{L}{z}$	$I_p$	N° de Areas	$\Delta\sigma_z$ ton/m <sup>2</sup>
(a)	0.90	10	15	11.9	16.67	0.250	4	2.4
	12.90	10	15	0.78	1.16	0.168	4	1.61
	14.00	10	15	0.71	1.07	0.153	4	1.47
	16.70	10	15	0.60	0.90	0.131	4	1.26
	19.50	10	15	0.51	0.77	0.110	4	1.06
	21.50	10	15	0.47	0.70	0.097	4	0.93
	22.40	10	15	0.45	0.67	0.094	4	0.90
	23.40	10	15	0.43	0.64	0.092	4	0.88
	24.00	10	15	0.42	0.63	0.085	4	0.82
28.00	10	15	0.36	0.54	0.068	4	0.65	
(c)	0.90	20.01	30.00	22.23	33.33	0.25	1	0.60
	12.90	20.01	30.00	1.50	2.33	0.23	1	0.55
	14.00	20.01	30.00	1.43	2.14	0.222	1	0.53
	16.70	20.01	30.00	1.20	1.80	0.210	1	0.50
	19.50	20.01	30.00	1.03	1.54	0.195	1	0.47
	21.50	20.01	30.00	0.93	1.40	0.188	1	0.45
	22.40	20.01	30.00	0.89	1.34	0.178	1	0.43
	23.40	20.01	30.00	0.86	1.28	0.175	1	0.42
	24.00	20.01	30.00	0.83	1.25	0.172	1	0.41
28.00	20.01	30.00	0.71	1.07	0.155	1	0.37	

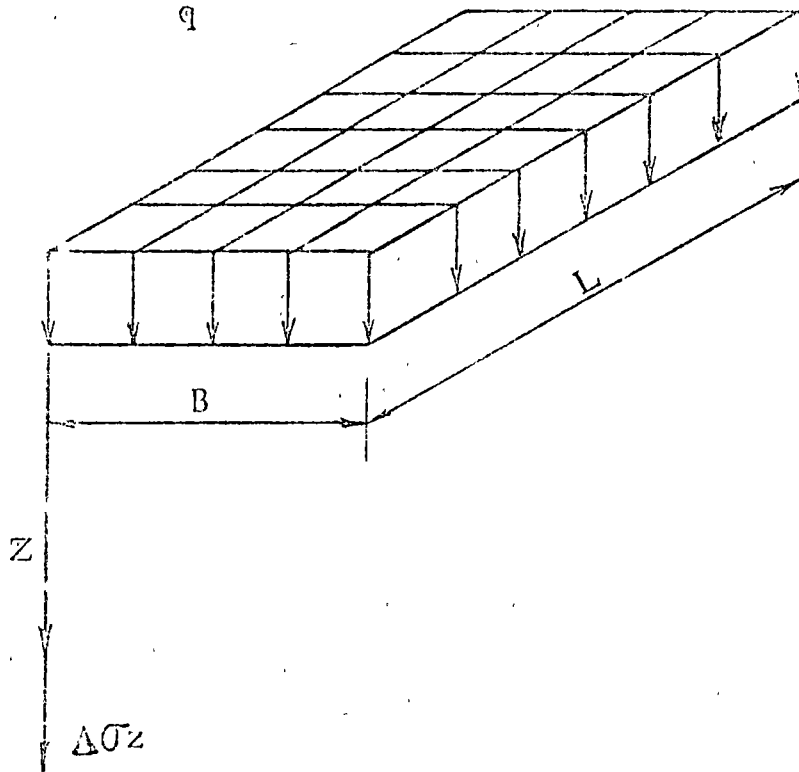
Fig. 14 Coeficientes de influencia para el\*\*  
cálculo de incrementos de esfuerzo  
vérticales bajo los puntos a y c.

$$\Delta\sigma = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad \Delta\sigma_z = (\text{N}^\circ \text{ de Areas}) (I_p) (\Delta\sigma)$$

\* z medida a partir de la profundidad de desplante  $D_f = 2.5 \text{ m}$   
\*\* Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and  
Sons. pp-485.



CONDICION ANALIZADA



$$\Delta\sigma_z = n q l_p$$

$\Delta\sigma$  Esfuerzo normal vertical en un punto  $N$  ubicado debajo de una esquina de una área rectangular uniformemente cargada.

$n$  = Número de áreas.

$z$  = Profundidad en metros.

$q$  = Carga por unidad de área.

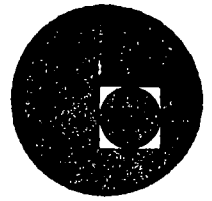
$l_p$  = Coeficiente de influencia para esfuerzos normales verticales.

Fig. 14a.

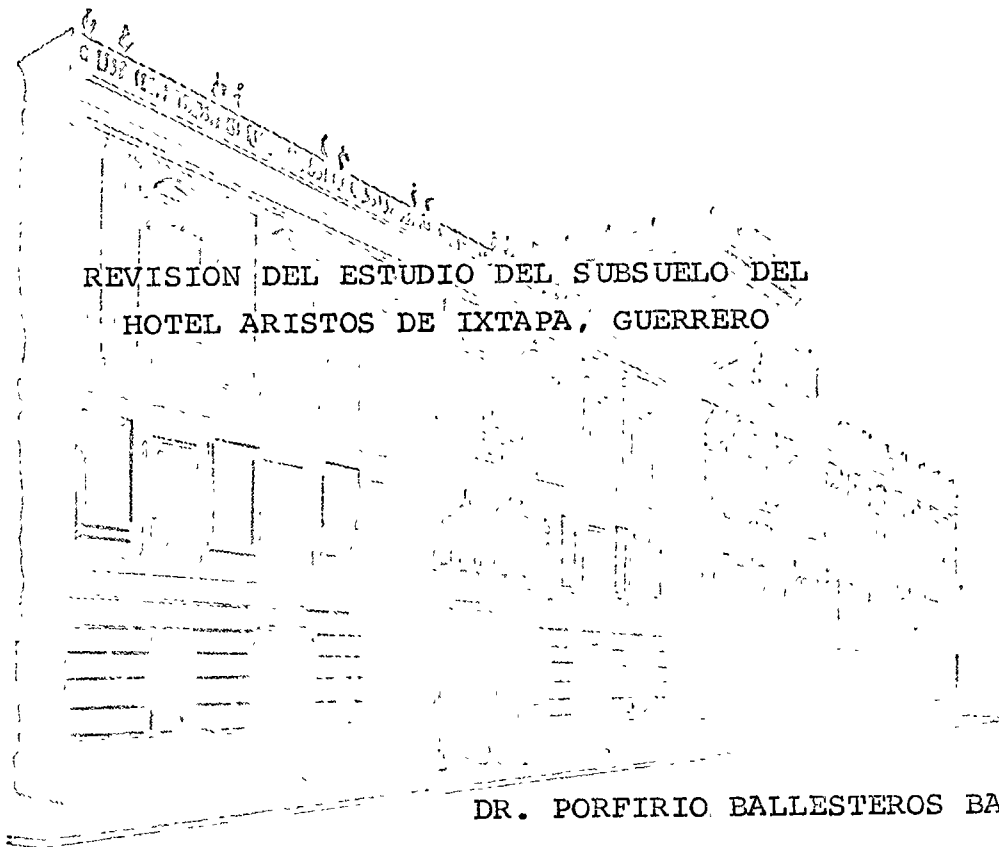




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



RESIDENTES DE CONSTRUCCION



DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

MAYO DE 1977.

BALLESTEROS, S. A.  
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-00-12

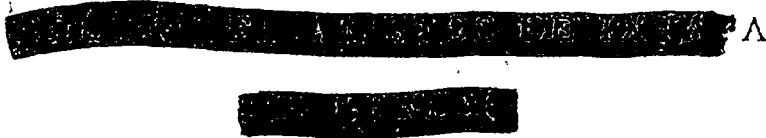
X<sub>1</sub>

INDICE

1.- CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES. . . . .	1
1.1.- Capacidad de carga por punta . . . . .	5
1.2.- Comparación entre las capacidades de carga recomen <u>da</u> dadas por GEOTEC y las calculadas por INFRATUR .	6
1.3.- Orden de magnitud del nuevo presupuesto . . . . .	8
1.4.- Catálogo de Conceptos . . . . .	9
1.5.- Conclusiones y Recomendaciones . . . . .	9
2.- REFERENCIAS . . . . .	11

X<sub>2</sub>

REVISION DEL ESTUDIO DEL SUBSUELO



1.- CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES:

Q<sub>d</sub> = Q<sub>p</sub> + Q<sub>s</sub> = q<sub>p</sub> A<sub>p</sub> + 4B f<sub>s</sub> D<sub>f</sub> . . . . . (1.1)

q<sub>p</sub> = capacidad de carga por unidad de area por punta Ton/m<sup>2</sup>

A<sub>p</sub> = Area de la base del pilote en m<sup>2</sup>

f<sub>s</sub> = valor promedio de la combinación de fricción y adherencia por unidad de area de contacto entre los lados del pilote y el suelo.

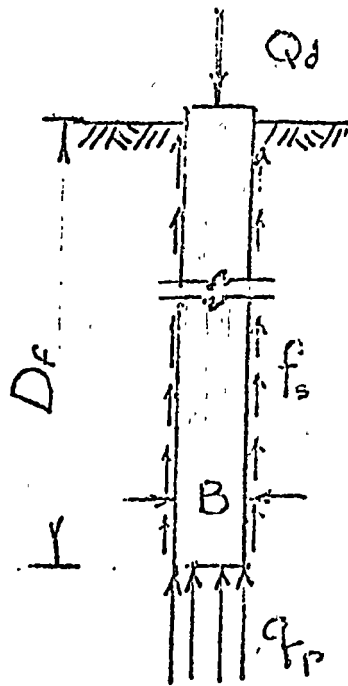


Fig. 1.1 Sección a travez de la pila.

X<sub>2</sub>

# BALLESTEROS, S. A.

ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

El segundo término del lado derecho de la ecuación (1.1) contiene la fricción  $f_s$  el cual es considerado como la suma de dos términos.

$$f_s = C_a + p_n \text{ Tan } \delta \dots\dots\dots (1.2)$$

donde:

$C_a$  = adherencia por unidad de area entre pilote y suelo (Ton/m<sup>2</sup>)

$p_n$  = presión horizontal promedio sobre la superficie suelo-pilote en el momento de falla (Ton/m<sup>2</sup>).

$\delta$  = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

Los valores  $C_a$  y  $\delta$  pueden en algunos casos ser determinados experimentalmente por medio de pruebas de laboratorio. Sin embargo ambas cantidades dependen de otros factores (Procedimiento de instalación, etc...). Por lo tanto  $f_s$  es mejor y preferible estimarlo sobre las bases de datos empíricos derivados de observaciones de campo Ref. (1) pag. 563.

X<sub>2</sub>  
↓

Tipo de suelo	Fricción f <sub>s</sub> (lbs/pie <sup>2</sup> )	f <sub>s</sub> Ton/m <sup>2</sup>
Limo y arcilla suave	150-600	1-3
Arcilla dura	1000-4000	5-20
Arena suelta	250-700	1.2-3.5
Arena densa	700-1400	3.4-7.0
Grava densa	1000-2000	5-10

Tabla 1.1. - Valores de fricción pila suelo durante el hincado de ademes.

el valor de q<sub>p</sub>.

$$q_p = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_y \dots \dots \dots (1.3)$$

En nuestro caso se tiene lo siguiente de Ref. (1) pag. 563 se pueden conocer los valores representativos de  $\phi$  para arenas y limos.

# BALLESTEROS, S. A.

## Ingenieros consultores

N. VADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

X<sub>1</sub>

Material	Suelto	Denso
Arena, uniforme de granos redondos.	27.5°	34°
Arena de granos angulares bien graduada.	33°	45°
Gravas arenosas.	35°	50°
Arena limosa.	27-33°	30-34°
Limo inorgánico.	27-30°	30-35°

Tabla 1.2 Valores representativos de  $\phi$  para arenas y limos.

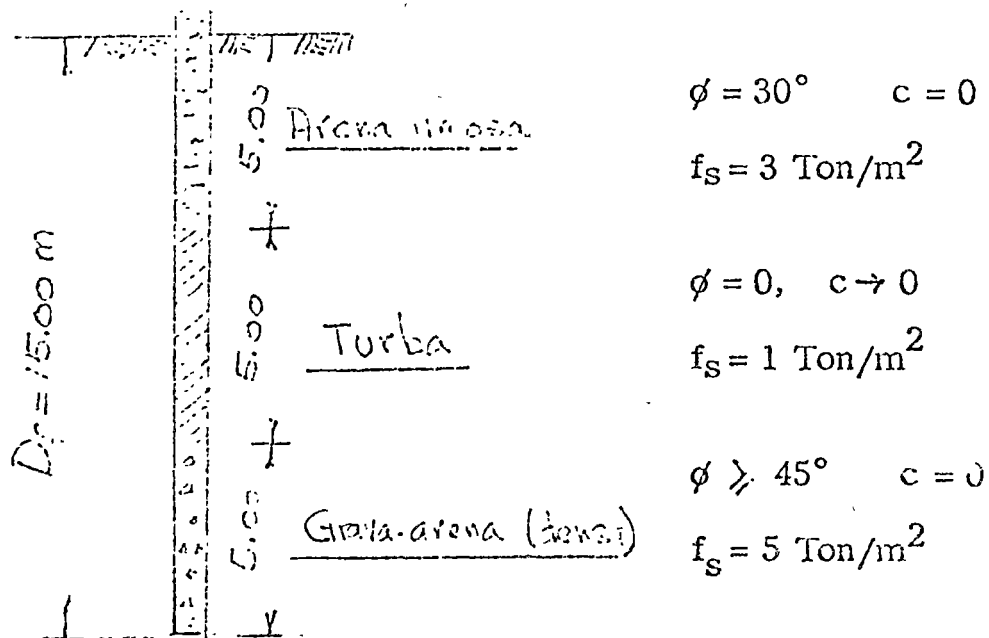


Fig. 1.2.- cohesión y ángulo de fricción interna.

X<sub>2</sub>



1.1. - Capacidad de carga por punta:

Datos:  $c = 0$

$$\gamma = 1.86 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma' = (\gamma - \gamma_w) = (1.86 - 1) = .86 \text{ Ton/m}^3$$

$$B_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$B_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$B_3 = 0.50 \text{ m}$$

..... (1.4)

$$D_{f1} = 5 \text{ m}$$

$$D_{f2} = 5 \text{ m}$$

$$D_{f3} = 5 \text{ m}$$

$$\phi \geq 45^\circ$$

De Ref. (1) pag. 222 Fig. 53.4 para:

$$\phi = 45^\circ$$

$$N_q = 55$$

$$N_\gamma = 90$$

..... (1.5)

Substituyendo (1.5) en (1.3) se obtiene:

$$q_p = 0.86 \text{ Ton/m}^3 \times 15.00 \text{ m} \times 65$$

$$+ 0.4 \times 0.86 \text{ Ton/m}^3 \times 90 \times B$$

$$q_p = 840 + 31 B^*$$

\* Capacidad por punta sin fricción.

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

X<sub>1</sub>

Substituyendo (1.4) en (1.6) se obtiene :

$$\begin{aligned} q_{p1} &= 840 + 31 \times 0.3 = 849.3 \text{ Ton/m}^2 \\ q_{p2} &= 840 + 31 \times 0.4 = 852.4 \text{ Ton/m}^2 \dots\dots\dots (1.7) \\ q_{p3} &= 840 + 31 \times 0.5 = 855.5 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

De (1.7) y (1.1)

$$\begin{aligned} Q_{p1} &= q_{p1} A_1 = 849.3 \times .3^2 = 76.5 \text{ Ton} \\ Q_{p2} &= q_{p2} A_2 = 852.4 \times .4^2 = 137 \text{ Ton} \dots\dots\dots (1.8) \\ Q_{p3} &= q_{p3} A_3 = 855.5 \times .5^2 = 215 \text{ Ton} \end{aligned}$$

En (1.8) para un factor de carga de 2 se obtiene:

$$\begin{aligned} Q_{wp1} &= \frac{Q_{p1}}{2} = \frac{76.5}{2} = 38.3 \text{ Ton} \\ Q_{wp2} &= \frac{Q_{p2}}{2} = \frac{137}{2} = 68.5 \text{ Ton} \dots\dots\dots (1.9) \\ Q_{wp3} &= \frac{Q_{p3}}{2} = \frac{215}{2} = 108 \text{ Ton} \end{aligned}$$

1.2. - Comparación entre las capacidades de carga recomendadas por GEOTEC y las calculadas por INFRAATUR.

Ancho B (m)	Carga trabajo Geotec (Ton)	Carga trabajo INFRAATUR (Ton)
0.30 x .30	30	38.3
0.40 x .40	48	68.5
0.50 x .50	61	108.0

Tabla 1.3. - Comparación de cargas de trabajo.

Descarga de columnas a la cimentación. Ref. (3) Fig. 3

Columna E-1 P = 212 Ton

$$n_1 = \frac{212}{108} = 3 \text{ pilotes de } 0.50 \times 0.50$$

Columna G-1 P = 294 Ton

$$n_2 = \frac{294}{108.0} = 3 \text{ pilotes de } 0.50 \times 0.50$$

Columnas F-1 y G-1 P = 294 Ton

3 pilotes de 0.50 x 0.50

Columna H-J P = 230 Ton

$$n = \frac{230}{108} = 3 \text{ pilotes de } 0.50 \times 0.50$$

Columna E-2 P = 399

# BALLESTEROS, S. A.

## ingenieros consultores

NEVADO 195-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-88-12

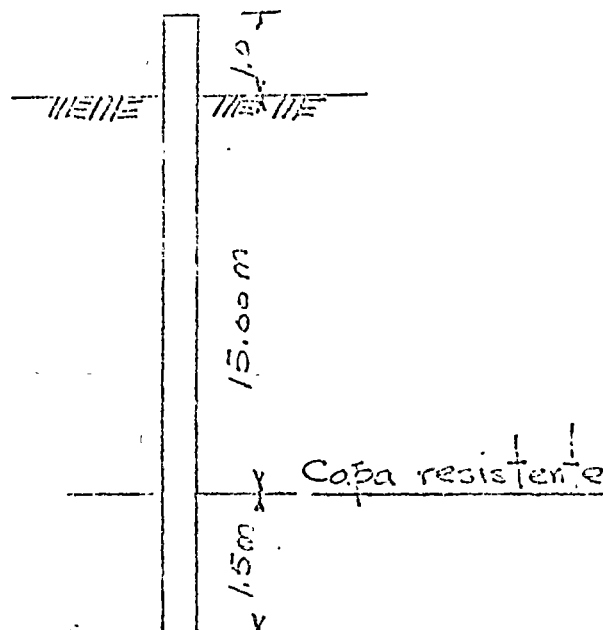
X<sub>1</sub>

$$n = \frac{399}{108} = 4 \text{ pilotes de } 0.5 \times 0.5$$

Columnas centrales F, G, H, 2 a 8

$$n = \frac{538}{108} = 5 \text{ pilotes}$$

1.3. - Orden de magnitud del nuevo presupuesto. - Para efectos de presupuesto a reserva que DIRAC elabore el plano definitivo de cimentación, el orden de magnitud del nuevo importe de la cimentación será el siguiente:



$$L = 17.50 \text{ m}$$

número de pilotes de 17.5 m  
de 0.50 x 0.50 = 162 pilotes.

Fig. 1.3

X<sub>2</sub>

1.4. - Catálogo de Conceptos

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
6a) Pilotes de 0.30 x 0.30 m.	2940 (3830)	m	614.23	1,805,836.20
7b) Pilotes de 0.50 x 0.50 m.	2835 (8048)	m	1,020.44	2,892,947.40
			Total:	<u>\$4,698,783.60</u>
Cotización Solum con cantidades entre parentesis:				\$10,565,002.02
Resultado de la revisión de los cálculos de Geotec:				<u>4,698,783.60</u>
Disminución:				<u>\$5,866,218.42</u>

1.5. - Conclusiones y Recomendaciones.- Verificar las capacidades de carga de los pilotes mediante una prueba de carga en el lugar. Eliminar en lo posible sobre cargas por relleno. Revisión detallada de la cimentación y recalcu del Edificio por DIRAC.

BALLESTEROS, S. A.  
ingenieros consultores

NEVADO 125-102

MEXICO 13, D. F.

TEL. 5-39-33-12

X<sub>1</sub>

REFERENCIAS

- 1) Terzaghi K. Peck R. B. "Soil Mechanics in Engineering Practice"  
John Wiley & Son. 1967.
- 2) Meyerhof, G. C. (1956). "Penetration Tests and bearing capacity of Cohesionless Soils" ASCE J. Soil Mech, 82 No SMI, Paper 866, pp 1-19,.
- 3) Estudio del subsuelo Hotel Ixtapa, Gro. efectuado por GEOTEC, --  
S. A. Marzo 20 de 1973, México.

X<sub>2</sub>

Loaded strip, width  $B$

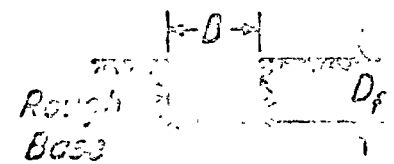
Load per unit area of footing

General shear failure:  $q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

Local shear failure:  $q_d = \frac{2}{3} cN_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$

Square footing, width  $B$

Load per unit area:  $q_{ds} = 1.2 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$



Unit weight of earth =  $\gamma$

Unit shear resistance,  $s = c + \sigma \tan \phi$

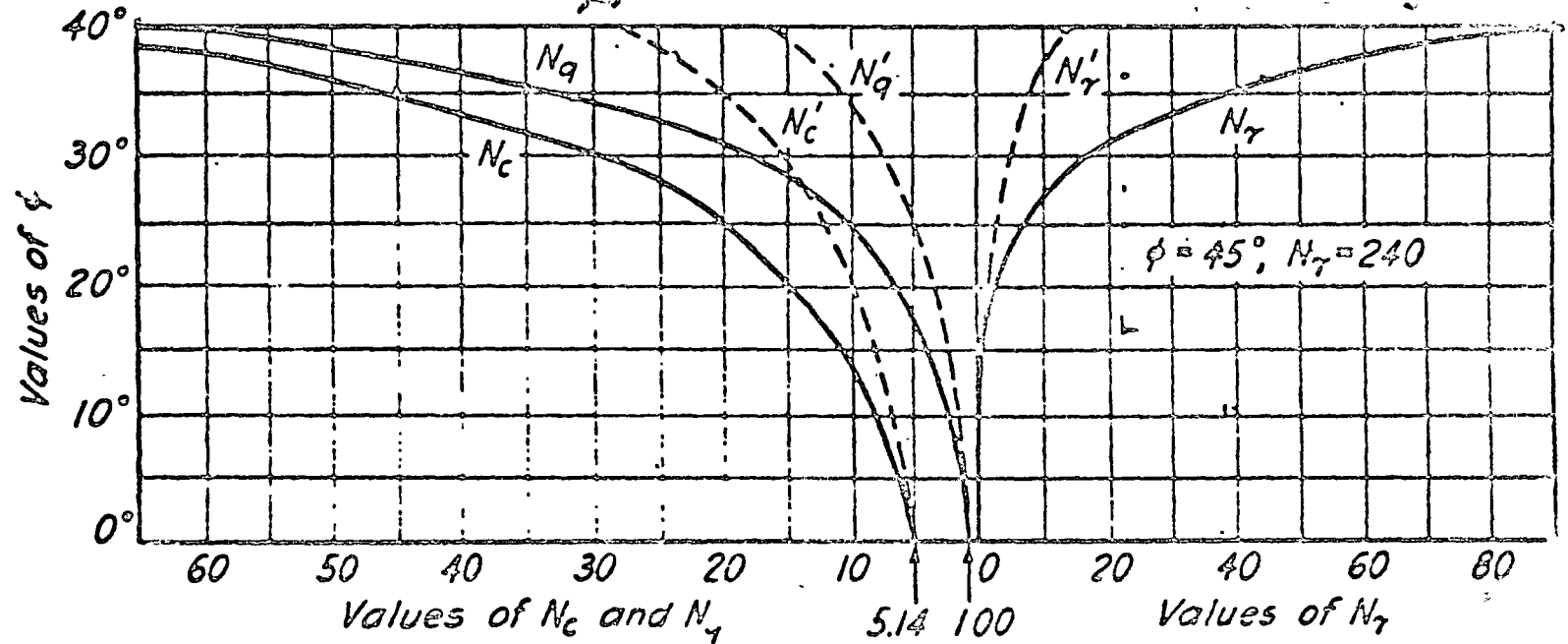


Fig. 33.4. Chart showing relation between  $\phi$  and bearing capacity factors (values of  $N_\gamma$  after Meyerhof 1955).



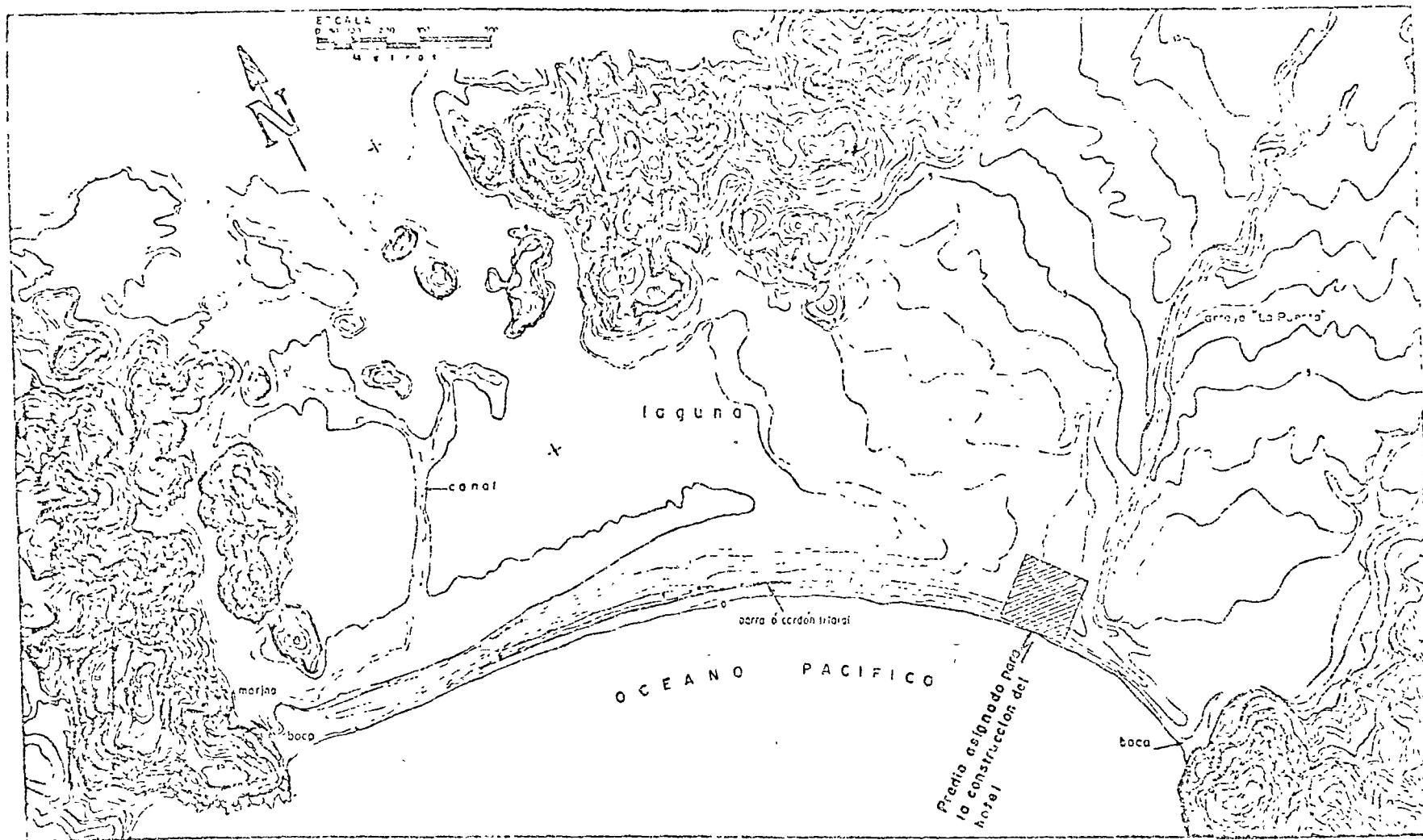
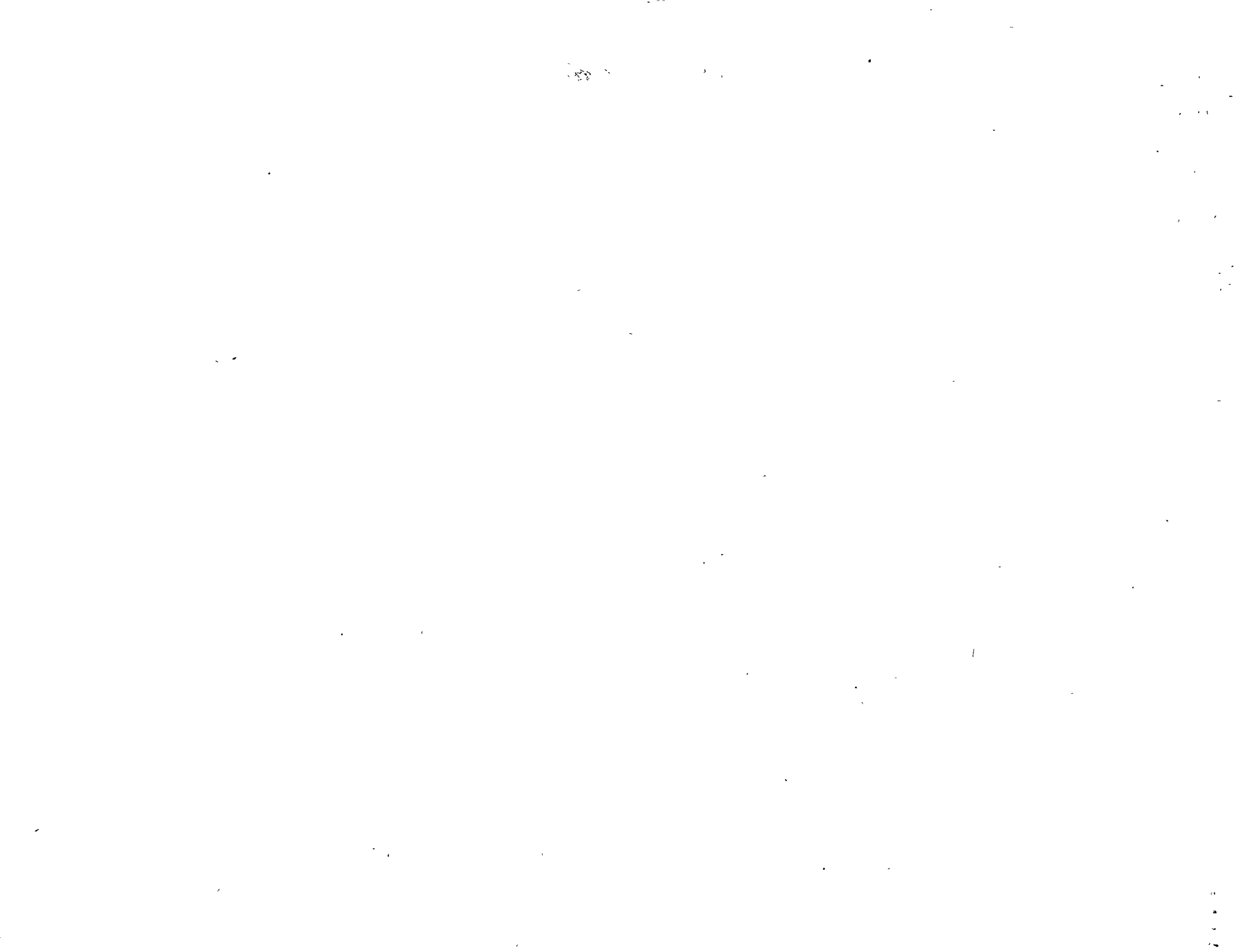


FIG. 1 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PREDIO

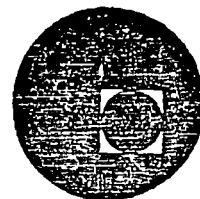








centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam

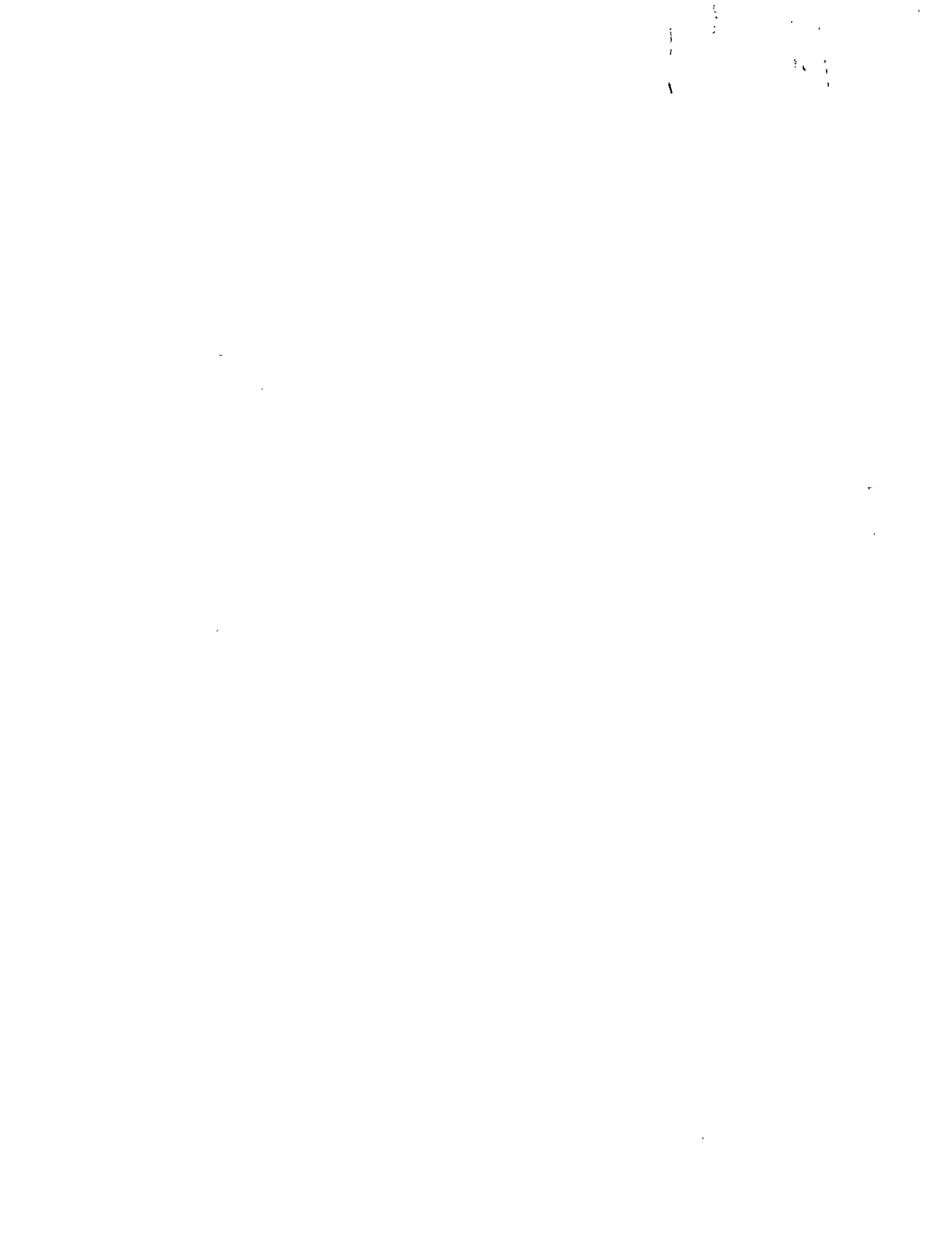


RESIDENTES DE CONSTRUCCION

TEMA: INSTALACIONES EN EDIFICIOS.

PROF. ING. SERGIO HERRERA MUNDO.

MAYO DE 1977.



### INSTALACIONES SANITARIAS

Los elementos de una instalación sanitaria se inician en las descargas de los propios muebles sanitarios que requieren tuberías de desagüe con diámetros mínimos - recomendables y que pueden verse en la tabla anexa. Tabla No. 14.

En la misma tabla puede obtenerse las unidades mueble de descarga, con las cuales puede calcularse tanto los ramaleos horizontales como las bajadas de aguas negras.

Ninguna de las salidas sanitarias debe quedar abierta dentro de un local sanitario, por lo cual todos los muebles deben ser provistos de un sifón que impida la salida de los gases de albañal y los olores hacia el propio local. Las coladeras de aseo de los pisos igualmente deben ser protegidas con sifones y vale aclarar que si - - éstos son demasiado pequeños, perderán fácilmente el sello al evaporarse su contenido, habiendo necesidad de reponerlo con frecuencia manualmente.

La capacidad de los ramaleos horizontales quedan mostrados en la tabla anexa ( tabla No. 15 ) y la pendiente mínima, en la zona de sanitarios es 2% en diámetros menores de 100mm y 1% para diámetro de 100mm o mayores.

En este tipo de instalación, está prohibido el uso de quiebras a 90° en el plano horizontal, debiendo ser a 45°. En los cambios de vertical a horizontal si se permite el uso de piezas a 90°.

#### BAJADAS DE AGUAS NEGRAS:

El agua en las columnas de aguas negras, baja adherida a las paredes de la tubería, dejando un núcleo central vacío por donde circular el aire desalojado por el agua - al caer.

Cabe hacer notar que no debe limitarse la altura de las columnas por temor al aumento de velocidad del agua. En los edificios altos, la máxima velocidad de caída es adquirida al llegar al tercer nivel, de acuerdo con la aceleración de  $9.81 \text{ m/seg.}^2$ , pero posteriormente el rozamiento con las paredes de la tubería que es una fuerza opuesta impide que aumente. El poner un obstáculo o quiebre en la bajada, perjudica la instalación por provocar presiones y depresiones en el aire de la propia columna. ( Ver página

Los diámetros de las bajadas de aguas negras están en función tanto de las unidades de descarga que reciben, como por el número de intervalos con que las reciben, siendo el punto crítico los edificios de tres niveles, por la razón expuesta anteriormente pero aumentando su capacidad receptora; si hay más niveles que descarguen en ella, ya que disminuye el factor de simultaneidad de descarga. ( Ver tabla No. 17 )

Así podemos ver que una bajada de 100mm de diámetro de tres niveles puede aceptar la descarga de 240 unidades y con más de tres niveles, hasta 500 unidades de descarga.

En el pie de la bajada debe aumentarse el diámetro del colector, para evitar que en este punto se acumule el agua que descarga, evitando la fluidez. ( Ver tabla No. 16 )

#### REGISTROS:

Es conveniente diseñar en los ramaleos horizontales puntos por los cuales se puede sondear la línea y destapar en caso de obturaciones. En las bases de las columnas siempre debe haber un registro dado que es el punto más peligroso.

COLECTORES DE CONCRETO:

Al construir los albañales de concreto, hay que tener cuidado de que en los registros no se haga la media caña sino una vez terminada la obra, dejando el tubo corrido durante su proceso para evitar que entren materias extrañas ( arena, tabique, cascajo, palos, etc. ), que posteriormente ocasionan serias obstrucciones. Terminada la obra, se rompe la clave y se hace la media caña, teniendo cuidado de que la altura de ésta sea igual al diámetro del tubo. ( ver fig. 37 ).

OBTURACION HIDRAULICA APROVECHANDO REGISTROS DE MAMPOSTERIA

Solamente se utilizan cuando hay descargas en planta baja, y nunca en el recorrido general del colector. No nos referimos a muebles sanitarios, los cuales ya tienen su propia obturación, sino por ejemplo a rejillas que recojen aguas pluviales y otros casos especiales, por ejemplo, descarga de vertederos de marcos.

En este caso al registro se le adapta un codo invertido que forma un sello automático con el nivel del registro. ( fig. 38 ).

VENTILACION DE LAS BAJADAS DE AGUAS NEGRAS:

Todo bajada de aguas negras debe prolongarse en su parte superior hasta salir de la construcción, con tubería del mismo diámetro que la bajada, nunca debe reducirse.

Esta ventilación tiene por objeto permitir la entrada de aire al sistema, facilitando la descarga del mismo, así como permitir la salida de los gases provocados por fermentación de materias orgánicas.

## SISTEMA DE DOBLE VENTILACION

El sistema de doble ventilación es necesario para evitar el principio de sifonaje en los obturadores hidráulicos de sistema, que de presentarse rompería el sello hidráulico, permitiendo la salida de gases a los locales sanitarios.

Esta ruptura puede presentarse también por la expulsión al exterior del agua del obturador.

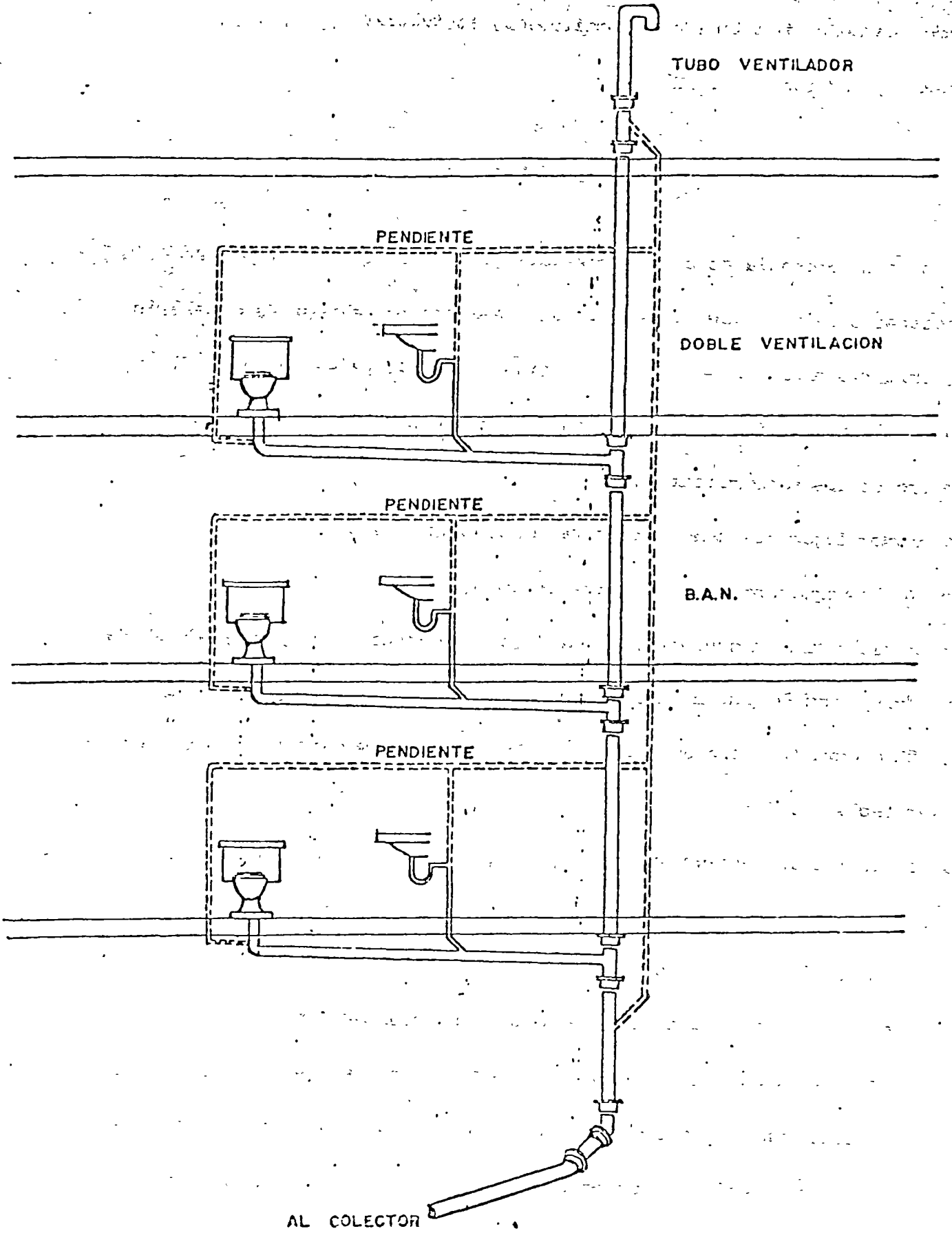
Por lo tanto, la doble ventilación evita los siguientes casos.

- a).- Contrapresiones o presión interior superior a la atmosférica, tal como se presenta por la compresión producida por las descargas de agua a lo largo de la bajada por encima del obturador considerado. Aumenta por el volumen de descarga y es máximo en la base de la bajada.
- b).- De presión o descenso de presión del aire, con relación a la presión atmosférica, causada por la succión realizada por el movimiento del agua abajo del obturador considerado.
- c).- Autosucción causada por el propio sifón del mueble sanitario.

Se requiere por lo tanto ventilar cada uno de los obturadores del sistema o sus líneas, de tal manera que las contrapresiones se alivien por dicha ventilación y las depresiones se satisfagan por el mismo conducto. Las longitudes y diámetros de los conductos de doble ventilación y se llama doble, dado que el sistema de bajadas y colector deben tener su propia ventilación, deben ser tales que permitan el paso del aire necesario para equilibrar las presiones interiores del sistema ( Fig. 39 ).

El sistema de doble ventilación debe ser construido de tal manera que cualquier ascurrimiento que haya dentro de él, concorra al albañal. Los diámetros recomen

13



AL COLECTOR

SISTEMA DE DOBLE VENTILACION

FIGURA 39



datos estén en función de la longitud de las tuberías y figurarán en la tabla anexa. ( ver tabla No. 22 ).

SISTEMA PLUVIAL

Dada la importancia de desaguar eficientemente un predio al presentarse precipitaciones pluviales que pueden ser de mucha consideración, es necesario normar el criterio para proyectar razonablemente los albañales de un edificio, que conducen el agua hacia los colectores del servicio público, evitando inundaciones dentro de las construcciones.

En primer lugar hay que conocer la intensidad máxima en los primeros cinco minutos de los aguaceros que se expresan en mm/hora.

En la tabla que se presenta, de la Ciudad de México, en un período de 49 años, la precipitación pluvial rebasó los 100mm/hora, en 45 años; la presión pluvial de 150mm/hora fué rebasada en 12 años y la de 200mm por hora en cinco años.

( Ver tabla No. 18 )

De la observación anterior, se desprende que en la Ciudad de México, D. F., debe proyectarse con un dato de precipitación no inferior a 150mm/hora, para tener un margen de seguridad razonable.

Se hace la aclaración que no vale la pena sobrepasar este límite, si se tiene en cuenta que el cálculo de los conductos verticales, se hace para manejar un gasto equivalente a un cuarto de tubo y no a tubo lleno, consecuentemente se deduce que en una precipitación mayor, se capacidad no se ve afectada. ( Ver tabla No. 20 ).

Las bajadas pluviales se diseñan por lo tanto, de acuerdo con el área que recibe y generalmente no deben quedar a más de 20mts. de separación, para evitar fuertes

rollenos en las azoteas, ya que la pendiente recomendable en estas es del 2% con un mínimo de 1.5%.

Cuando existe un céspeol en la parte inferior de una bajada pluvial, no debe conectarse otra descarga pluvial intermedia, ya que en caso de precipitación, ésta no podrá descargar al tratar de salir por ella el aire comprimido en la bajada.

Los albañales de aguas pluviales pueden trabajar a tubo lleno, pero hay que tener mucho cuidado que las pérdidas de fricción no sean tan fuertes que la pendiente hidráulica sea tal que pueda hacer subir el agua dentro de la columna y provoque un aumento de presión dentro del albañal, que en muchos casos pueda aflorar por los registros, levantando la tapa de éstos. La capacidad de los albañales con 1% de pendiente figuran en la tabla No. 21. Para otras pendientes expresadas en por ciento, la velocidad, el gasto y la superficie desaguada se obtiene multiplicando los valores de la tabla por la raíz cuadrada de la pendiente en %. Se hace notar que aunque los conductos verticales de aguas negras no deben combinarse con las aguas pluviales, los albañales si pueden conjuntar los dos servicios. ( Ver hojas de desagües combinados ). ( Pag. )

Una observación de importancia es que en las superficies de terrazas de los grandes edificios, hay que tener en cuenta los escurrimientos ocasionados por la lluvia sobre las fachadas de la construcción, dado que en muchos casos la fuerza del viento hace que la lluvia caiga sobre ellas con ángulos de 30°, 45° y hasta 60°, por lo que las bajadas de las terrazas recibirán un incremento de mucha consideración, que de no ser previsto provocará serios trastornos.

Para 30° se toma como área de captación de lluvia el 50% de la superficie de la fachada correspondiente (  $\text{seno } 30^\circ = 0.5$  ), en tanto que para 45° y 50° respecto a la vertical, habrá que tomar 70.7% y 86.6% respectivamente.

CONDUCCION ADECUADA DE LAS AGUAS PLUVIALES

Los daños y molestias ocasionados por las aguas de lluvia, incorrectamente canalizadas, todavía se presentan con cierta frecuencia, aún en obras importantes.-

Y ésto se debe, en gran parte, a que en muchos casos se siguen reglas tradicionales y para distribuir y dimensionar las bajadas pluviales sin tomar en cuenta la intensidad posible de los aguaceros en la localidad, o a que los albañales tienen una capacidad de conducción insuficiente para esas precipitaciones.

Ha sido costumbre inveterada, de numerosos constructores, considerar una bajada pluvial de 100mm de diámetro por cada 100m2 de azotea. Examinamos la validez de esta regla tradicional, la que, entre paréntesis, no está fundada en la capacidad hidráulica de la bajada, sino en la conveniencia de evitar grandes rellenos en las azoteas, al dar a estas las pendientes necesarias para el escurrimiento del agua de lluvia hacia la bajada.

En un tubo vertical, parcialmente lleno, el agua desciende adheriéndose a la pared interior, de tal manera que el líquido forma un cilindro hueco de diámetro exterior igual al interior del conducto. Así, por ejemplo, para un tubo vertical de 15 cms. de diámetro interior, por el que baja el agua, llenando la cuarta parte de la sección interior del tubo, el hueco de 13cm. de diámetro, por lo que el espesor del anillo de agua adherido a la pared interior del tubo es de apenas un centímetro, o sea de un 15% del diámetro. En general, si el agua llena la enésima parte del tubo, de diámetro interior (D) Fig. 1, el espesor (E) de la lámina de agua adherida a la pared interior es:

$$E = \frac{D}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{N-1}{N}} \right)$$

De modo que si D = 150mm y N = 4 ( tubo lleno a la cuarta parte ),

$$E = \frac{150}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{4 - 1}{4}} \right) = 75 (1 - 0.866)$$

$$= 75 \times 0.134 = 10\text{mm}$$

y en una bajada de 100mm, llena a la cuarta parte, la lámina de agua tiene un espesor:

$$E = 50 \times 0.134 = 5.7\text{mm.}$$

Conviene decir, de paso, según la experiencia, las bajadas pluviales no deben llenarse a más de una tercera parte, como se comprobará más adelante, y que en estas condiciones el espesor de la lámina de agua en la bajada es el 9.17% de diámetro o sea de poco más de 9mm en una bajada de 100mm. de diámetro.

Ahora bien, para determinar la capacidad de conducción de una bajada, parcialmente llena, comenzamos por hallar su radio hidráulico ( R ), que como es sabido, se obtiene dividiendo el área de paso del líquido entre el perímetro de contacto. Pero el área interior del tubo es  $3.1416D^2/4$ , y como el agua ocupa únicamente la enésima parte, el área de paso es  $3.1416D^2/4N$ , en tanto que el perímetro de contacto es el del interior del tubo, o sea D, por lo que el radio hidráulico es:

$$R = \frac{D}{4N} \quad ( 2 )$$

Hay que considerar, por otra parte, la pendiente hidráulica ( S ), la cual se obtiene dividiendo la diferencia de nivel entre la longitud del tubo, y como para un tubo vertical ambas son iguales la pendiente hidráulica es:  $S=1.00$

Al aplicar la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

que da la velocidad (v) del agua, en metros por segundo, en función del coeficiente de rugosidad (n) del tubo, del radio hidráulico (R) en metros, y la pendiente hidráulica (S), se tiene que, para el caso de bajadas pluviales, -

n = 0.010 y S = 1.0, por lo que:

$$V = 100 R^{2/3}$$

Y si el radio hidráulico se pone en milímetros, entonces la velocidad, en metros por segundo, con que baja el agua pluvial por un tubo vertical es:

$$V = (R \text{ mm})^{2/3}$$

Para una bajada de 10 cms. de diámetro, llena a la cuarta parte, el radio hidráulico, según la ecuación es:

$$R \text{ mm} = \frac{100 \text{ mm}}{4 \times 4} = 6.25 \text{ mm} \text{ y por lo consiguiente:}$$

$$V = 6.25^{2/3} = 3.393 \text{ m/seg.}$$

Con esta velocidad y el área de paso del agua, que es:

$$\frac{3.1416 D^2}{4 \times 4} = \frac{3.1416 \times 10^2}{16} = 19.635 \text{ cm}^2$$

Obtenemos el gasto:

$$Q = 33.93 \frac{\text{dm}}{\text{seg.}} \times 0.19636 \text{ dm}^2 = 6.662 \text{ Lts./seg.}$$

Veamos, ahora, que superficie de azotea aportará 6.662 litros por segundo, para lo cual hay que considerar la intensidad de la precipitación pluvial en aguaceros de cinco minutos de duración, intensidad que, a falta de mejores datos, se estima en 100mm/h, o sea que la lluvia cae a razón de 100 litros por hora en cada metro cuadrado, por lo que en 36m<sup>2</sup> caerá un litro por segundo, y entonces la bajada de 10cms, podría desaguar.

$6.662 \times 36 = 240 \text{m}^2$  de azotea.

Sin embargo, hay lugares, como la Ciudad de México, en los que se presentan aguaceros mucho más intensos. En el Distrito Federal han llegado a registrarse hasta 20mm en 5 minutos, o sea 240mm/h, pero el período de los aguaceros máximos anuales es cercano a los 150mm/h. Tomando como base de cálculo esta última intensidad para el Distrito Federal, cada 24m<sup>2</sup> de azotea aportan un litro por segundo y entonces la bajada de 10cm. puede desaguar, llena a la cuarta parte.

$6.66 \times 24 = 160 \text{m}^2$  de zotea.

En lo que se refiere a la intensidad de los aguaceros, es sabido que las lluvias de corta duración son las más copiosas, y que los primeros minutos de una precipitación son los de mayor intensidad. Se da el caso, por ejemplo, de que un aguacero de una hora tenga la cuarta parte de la intensidad de uno de cinco minutos de duración, pero como el agua que corre por los albañales de un predio tarda menos de cinco minutos en recorrerlos, siempre hay que tomar como base el promedio de las intensidades máximas anuales de los aguaceros de cinco minutos en la localidad de que se trate.

Para el caso de edificios altos con exteriores de vidrio, de metal o de otros materiales impermeables, hay que tomar en cuenta el agua pluvial que escurre de una fachada considerando que la lluvia cae con una inclinación de 30° respecto de la vertical, por lo cual el agua captada es la mitad de la que captaría una azotea igual en superficie que la fachada, ya que el coseno de 30° vale 0.50.

El artículo 27 del Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a Edificios prescribe que " Por cada 100m<sup>2</sup> de azotea o de proyección horizontal en techos inclinados, se instalará por lo menos un tubo de bajada pluvial de 7.5cms. de diám.

tro o uno de área equivalente al tubo circular ya especificado.

Para desaguar marquesinas, se permitirá instalar bajadas pluviales con diámetro mínimo de 5 cms. o de una área equivalente, para superficies hasta de 25m2 como máximo".

Según el reglamento, un tubo de bajada de 75mm de diámetro puede desaguar 100m2 de azotea, o sea que debe conducir un gasto de 4.167 litros por segundo en un aguacero de 150mm/h de intensidad, ya que el agua llovería en esa área a razón de 150 x 100= 15,000 litros en 3,600 segundos que tiene la hora.

De igual manera se ve que un tubo de 50mm para 25m2 de azotea deberá desaguar:

$$150 \times 25 / 3,600 = 1.042 \text{ L/seg. bajo una lluvia de } 150\text{mm/h.}$$

Ahora bien, si se tiene en cuenta las ecuaciones (2) y(3), a la vez que el área del anillo de agua en la bajada, que es la enésima parte de la sección del tubo, o sea:

$$A = \frac{3.1416 D^2}{4N}$$

Puede deducirse que el gasto (Q) de una bajada, en litros por segundo, poniendo el diámetro en milímetros es:

$$Q = \frac{3.1416 \text{ mm}^{8/3}}{10^3 (4N)^{5/3}} \tag{5}$$

y de la (ii) se puede encontrar qué fracción de la sección del tubo está ocupada por el agua, obteniéndose que:

$$\frac{1}{N} = \frac{4 \times 10^{1/8} Q^{0.6}}{3.1416^{0.6} D_{\text{mm}}^{1.6}} \tag{6}$$

Al aplicar la ecuación (6) a las bajadas de 75mm y 50mm mencionadas en el reglamento, resulta que en aguaceros de 150mm/h, y desaguando 100 y 25m2 de azotea, respectivamente, la bajada de 75mm estará ocupada en su fracción:

$$\frac{1}{N} = \frac{4 \times 10^{1.8} \times 4.167^{0.6}}{3.1416^{0.6} \times 75^{1.6}} = 0.29891$$

O sea que el anillo de agua será el 29.9% de la sección del tubo o 75mm ( poco menos de una tercera parte ), y la bajada de 50mm tendrá ocupada una fracción.

$$\frac{1}{N} = \frac{4 \times 10^{1.8} \times 1.042^{0.6}}{3.1416^{0.6} \times 50^{1.6}} = 0.2489$$

Es decir, el 24.9% o sea la cuarta parte, aproximadamente.

En igual forma se puede saber que durante el peor aguacero, de 24" m/h de intensidad, la bajada de 75mm con 100m<sup>2</sup> de azotea se llenará en un 39.6% y la de 50% con 25m<sup>2</sup> de área desaguada bajará al 33.0% .

Se ve que la bajada de 50mm para 25m<sup>2</sup> de azotea tiene la capacidad adecuada, ya que con la precipitación media máxima anual en el Distrito Federal trabaja llena a la cuarta parte, y bajo el aguacero peor se llena a la tercera parte. En cambio, la de 75mm para 100m<sup>2</sup> de azotea está sobrecargada proporcionalmente un 20%, puesto que en vez de llenarse el 25% con el aguacero medio máximo, se llena casi el 30%, y bajo la peor precipitación, en vez de llenarse al 25% se llena casi al 40%.

Por lo anterior se llega a la conclusión de que una bajada pluvial dimensionada para recibir el aguacero medio máximo de la localidad, llenándose a la cuarta parte, podrá recibir el peor aguacero, llenándose a la tercera parte si la peor precipitación es un 60% más intensa que la media máxima anual, como es el caso en el Distrito Federal, con 240mm/h del peor aguacero, que es un 60% más intenso en comparación con los 150mm/h de intensidad media.



Conviene aclarar, de paso, que una bajada pluvial llena a la cuarta parte, conectada a una punta de albañal del mismo diámetro y al 2% de pendiente hace que la punta del albañal se llene totalmente, como se comprobará al tratar acerca de albañales. A la luz de esta aclaración y de la conclusión que la precede, podemos darnos cuenta de como trabajan las bajadas pluviales señaladas en la norma ASA A40.8 ( American Standard National Plumbing Code o Norma Nacional Reglamentaria para Plomeria en los E.E.U.U. ) Expedida por la Asociación Norteamericana de Normas ( American Standards Association ) en 1955. En esta norma; todas las bajadas tienen asignadas superficies de azotea proporcionales a su capacidad respectiva e inversamente proporcionales a la intensidad de la lluvia. Así, por ejemplo, una bajada de 4" ( 101.6mm ) puede desaguar, según la norma norteamericana, una superficie de 285 m<sup>2</sup> ( 3.070 pies cuadrados ) con una intensidad de lluvia de 152.4 milímetros por hora ( 6 pulgadas por hora ), ó 427 m<sup>2</sup> ( 4,600 pies cuadrados ) con 101.6 mm/h ( 4 pulgadas por hora ). En estas condiciones la bajada debe conducir un gasto de 12 litros por segundo y se llena al 3.5%; pero con el aguacero 60% más intenso, la bajada se llena al 46%, excediendo en mucho del 25% y el 33% recomendable. Igual ocurre con una bajada de 2" ( 50.8mm ) la que, según el artículo 13.6.1 de la norma americana, puede desaguar 44.59 m<sup>2</sup> ( 480 pies cuadrados ) bajo una lluvia de 152.4 mm/h ( 6" por hora ). En efecto, como 6" equivalen a medio pie, la bajada recibe un caudal de 480 x 0.5 = 420 pies cúbicos por hora, o sea 1/15 de pié cubico por segundo, y como el pié mide 3.048 decímetros, un pié cubico tiene 3.048<sup>3</sup> = 28.317 litros, por lo que el gasto de la bajada es de 28.317/15 = 1.888 litros por segundo, y el agua ocupará en la bajada según la ecuación ( 6 ) la fracción.

$$\frac{1}{N} = \frac{4 \times 10^{1.8} \times 1.888^{0.6}}{3.1416 \times 50.8^{1.6}} = 0.3457 = 35\%$$

y con aguaceros 1.6 veces mas intensos,

$$\frac{1}{N} = 0.3457 \times 1.6^{0.6} = 0.45966 = 45\%$$

Por lo que respecta al empleo de bajadas cuadradas o rectangulares, en sustitución de las redondas, hay discrepancia ente el Reglamento de Ingeniería Sanitaria Relativo a Edificios y la Norma Norteamericana para Plomería pues ontanto que nuestro reglamento pide que las bajadas rectangulares tengan la misma área sección que la redonda, la norma americana indica que el diámetro del círculo inscrito en la rectangular es el de la bajada redonda equivalente. Ambas equivalencias son falsas, ya que un conductor rectangular de lados (a) y (b) y con área igual a la de un tubo redondo tiene un radio hidráulico menor que el redondo, puesto que el perímetro de contacto del rectangular es  $2(a + b)$ , mayor que el perímetro ( $3.1416D$ ) del circular. Así por ejemplo una sección rectangular de 6 cms. x 13cms. es aproximadamente igual a la de un tubo de 10cms. La sección rectangular es  $6 \times 13 = 78\text{cm}^2$  y la del redondo  $3.1416 \times 10^2/4 = 78.54\text{cm}^2$ , pero el radio hidráulico del primero es  $78/2(6 + 13) = 78/39 = 2.052\text{cms}$ . si va lleno, ó  $20.52/4 = 5.13\text{mm}$  si el agua ocupa la cuarta parte, en tanto que el radio hidráulico del tubo lleno a la cuarta parte es  $100\text{mm}/4 \times 4 = 6.25\text{mm}$ , y por lo consiguiente el agua correrá más aprisa por el redondo que por el rectangular, dando mayor velocidad a la proporción de  $(6.25/5.13)^{2/3} = 1.14$  y mayor gasto en la proporción  $78.54 \times 1.14/78 = 1.15$  o sea un 15% más del caudal en la bajada redonda que en la rectangular de igual área aproximadamente.

En cuanto al criterio americano, consistente en tomar como equivalente el diámetro del círculo inscrito en un conducto rectangular, es absurdo, puesto que lo mismo se puede inscribir un círculo de 10 cms. en un conducto de  $10\text{cm} \times 10\text{cm}$ , que

on uno de 10cms. x 20cms., o de 10cms. x 30cms.

El verdadero diámetro equivalente de un tubo a igualdad de capacidad que un conducto rectangular de lados (a) y (b) es

$$D_e = \frac{2(ab)^{0.625}}{3.1416 \cdot 0.375^{0.25} (a+b)^{0.25}} = 1.3 \frac{(ab)^{0.625}}{(a+b)^{0.25}}$$

y en esas condiciones una bajada de 4 cms. x 25 cms. conduce la misma cantidad de agua que un tubo de 10 cms. de diámetro, ya que

$$D = 1.3 \frac{(4 \times 25)^{0.625}}{(4 + 25)^{0.25}} = 1.3 \frac{100^{0.625}}{29^{0.25}} = 9.977 \text{ cms.}$$

o sean 10 cms., con diferencia de menos de  $\frac{1}{4}$  de milímetro.

Lo práctico es sustituir una bajada redonda en la que el área de la sección (ab) sea igual a la de un cuadrado circunscrito al círculo, o sea que:

$$ab = D^2 \tag{8}$$

y entonces  $b = D^2/a$

De modo que una bajada de 4 cms. x 14 cms. = 56 cm<sup>2</sup> puede sustituir a una redonda de 7.5; pues 7.5 x 7.5 = 56.25 cm<sup>2</sup>, o una de 5cms. x 20cms. suple a una de 10cms. de diámetro, porque 5 x 20 = 10 x 10.

Diámetro de la bajada.	Intensidad media máxima anual del lugar, para aguaceros de 5 minutos, expresada en mm/h.				
	75mm/h	100mm/h	125mm/h	150mm/h	200mm/h
50mm	50m <sup>2</sup>	38m <sup>2</sup>	30m <sup>2</sup>	25m <sup>2</sup>	19m <sup>2</sup>
63mm	91	68	55	46	34
75mm	148	111	89	74	55
100mm	320	240	192	150	120
125mm	580	485	348	290	217
150mm	943	707	556	471	354
200mm	2030	1523	1218	1015	761

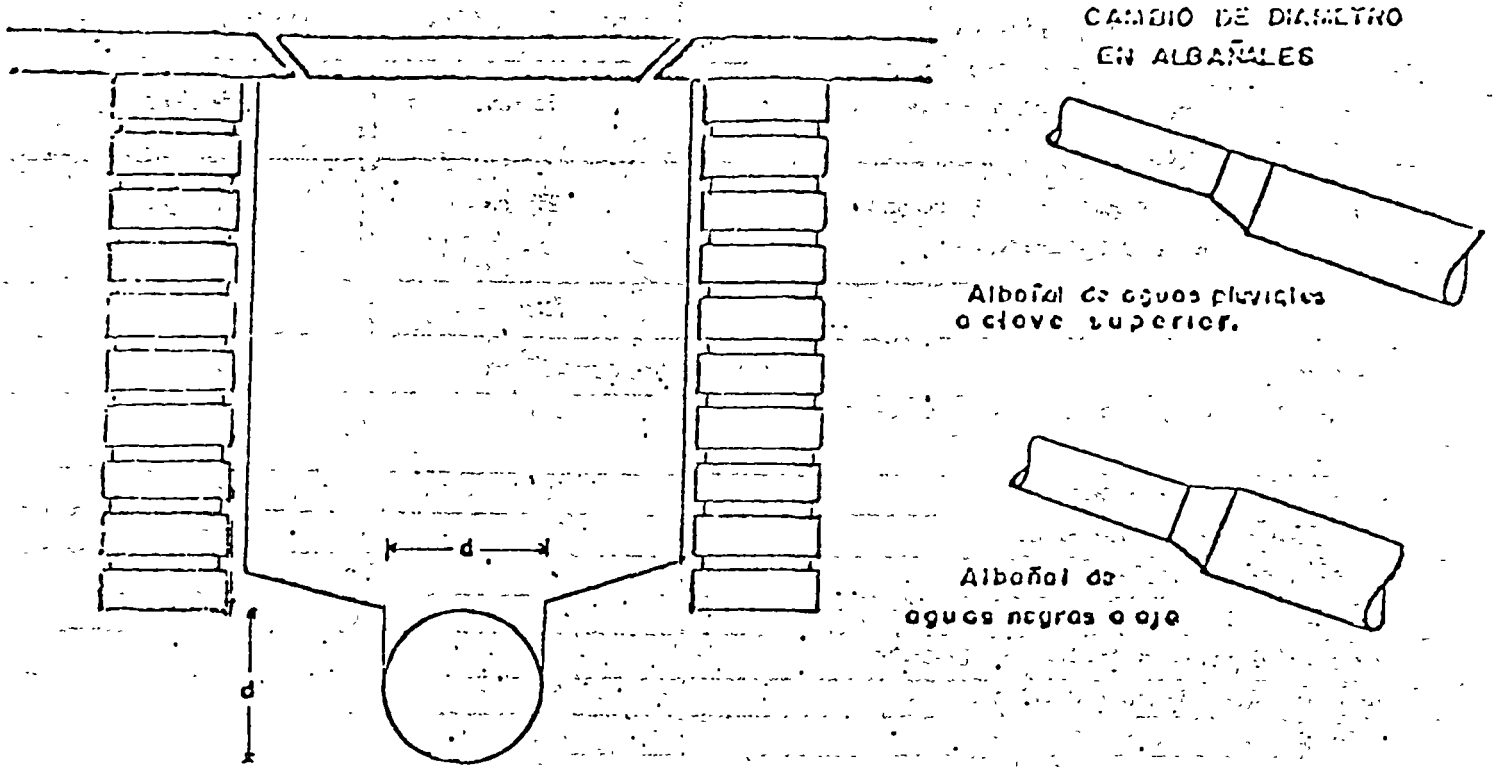


Fig. 37.-REGISTRO DE ALBAÑAL

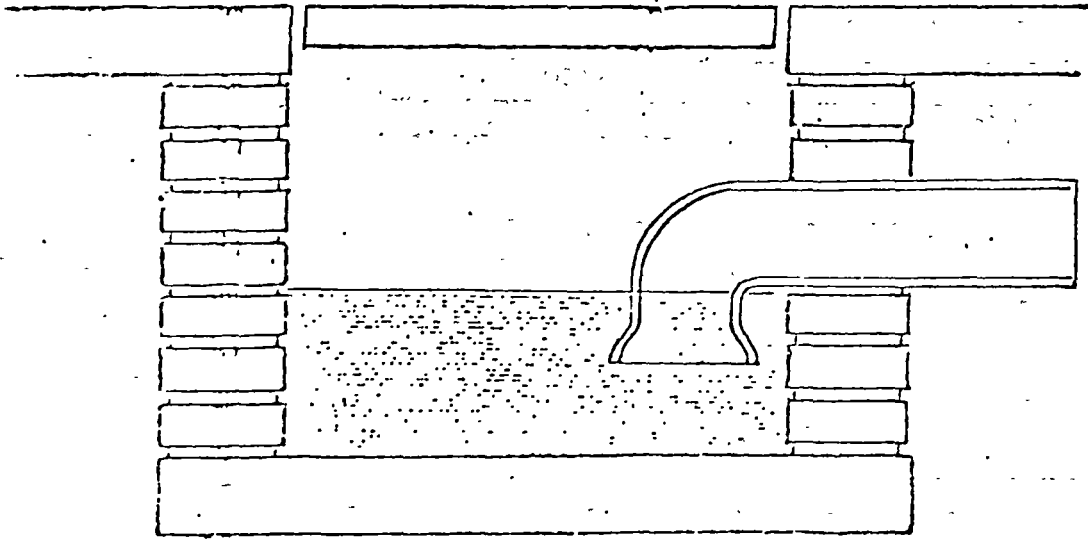


Fig. 38 / OBTURACION HIDRAULICA EN REGISTROS

DIÁMETROS MÍNIMOS RECOMENDADOS EN LOS DESAGÜES Y CARGAS DE DIFERENTES MUEBLES SANITARIOS.

Tipos de mueble sanitario	Desagüe mínimo	Unidad de desagüe
Baño con excusado de tanque, lavabo y tina, regadera	75 mm.	6 Ud.
Baño con excusado de fluxómetro lavabo y tina o regadera.	75 mm	8 Ud.
Bebedero	25	0.5
Bidet	(supuesto) 40 mm	3
Coladera de piso en baño o sanitario.	50	1
Excusado de tanque.	75	4
Excusado de fluxómetro	75	8
Fregadero doméstico	40	2
Fregadero doméstico con triturador	40	3
Fregadero para ollas y trastos	40.	4
Lavabo con tapón chico	32	1
Lavabo con tapón grande	40	2
Lavabos corridos múltiples, por onda juego de llaves. (supuesto)	40	2
Lavabo dental	32	1
Lavabo para cirujanos	40	2
Lavabo para peluquería o salón de belleza.	40	2
Lavadora de platos doméstica.	40	2
Lavadora con pileta	32	1
Lavadero o pilota	25	1
Regadera doméstica	50	2
Regadera múltiples por cada uno	50	3
Sillón dental o escupidera	32	1
Tina con o sin regadera con desagüe de	40	2
" " "	50	3
Urinaria de colgar	40	4
" de pedestal (sup. )	75	8
" de piso	50	4
" corrido por cada 60cm (sup. )	40	2
Vertedero con fluxómetro (hospital)	75	8
" de aseo	75	3
" de aseo con sifón "P"	50	2
" de cirugía.	40	3
Descarga continua o intermitente de bombas eólicas, equipo de clima o similares con Q en L/S	25 2Q	32Q

TABLA 14

Tipos de mueble sanitario					Desagüe mínimo	Unidad de desagüe
Desagüe	no	clasificados	de:		32	1
"	"	"	"	"	40	2
"	"	"	"	"	50	3
"	"	"	"	"	60	4
"	"	"	"	"	75	5
"	"	"	"	"	100	6

Tabla No. 15

CAPACIDAD MAXIMA ( en unidades de desagüe ) PARA RAMALES HORIZONTALES DE DESAGUE DE MUEBLES SANITARIOS.

DIAMETRO DE RAMAL		MUEBLES EN UNA MISMA PLANTA	MUEBLES DIRECTOS AL ALBAÑAL
1 $\frac{1}{8}$ "	32mm	1 ud	1 ud
1 $\frac{1}{2}$ "	40mm	2	3
2 "	50	6	6
2 $\frac{1}{2}$ "	60	8	12
3"	75	16	20
4"	100	90	160
5"	125	200	360
6"	150	350	620
8"	200	600	1400
10"	250	1000	2500
12"	300	1500	3900
15"	375	—	7000

Tabla No. 16 CAPACIDAD MAXIMA (Ud) PARA ALBAÑALES Y RAMALES DE ALBAÑAL PARA DIVERSAS PENDIENTES. 20

DIAMETRO	0.5%	1%	2%	4%
1 $\frac{1}{4}$ " 32mm	—	—	1 Ud	1 Ud
1 $\frac{1}{2}$ " 40	—	—	3	3
2" 50	—	—	21	26
2 $\frac{1}{2}$ " 60	—	—	24	31
3" 75	—	20 Ud	27	36
4" 100	—	180	215	250
6" 125	—	390	480	575
6" 150	—	700	840	1000
8" 200	1400 Ud	1600	1920	2300
10" 250	2500	2900	3500	4200
12" 300	3900	4600	5600	6700
15" 375	7000	8300	10000	12000

Tabla No. 17 CAPACIDAD TOTAL MAXIMA DE COLUMNAS DE DESAGUE ( en Ud ).

DIAMETRO	CON DESAGUE EN 3 NIVELES	CON DESAGUE + EN 3 NIVELES
32 mm 1 $\frac{1}{4}$ "	2 Ud	2 Ud
40 mm 1 $\frac{1}{2}$ "	4	8
50 mm 2"	10	24
60 2 $\frac{1}{2}$ "	20	42
75 3"	30	60
100 4"	240	500
125 5"	540	1100
150 6"	960	1900
200 8"	2200	3600
250 10"	3800	5500
300 12"	6000	8400

Tabla No. 22

TABLA DE CAPACIDADES DE LAS COLUMNAS  
DE DOBLE VENTILACION

COLUMNA DESAGUE $\phi$	Ud conect	C.D.V. $\phi$ 32	C.D.V. $\phi$ 40	C.D.V. $\phi$ 50	C.D.V. $\phi$ 60	C.D.V. $\phi$ 75	C.D.V. $\phi$ 100	C.D.V. $\phi$ 125	CDV $\phi$ 150	C.D.
32 mm	2 Ud	3 pisos	—	—	—	—	—	—	—	—
40	8	5 "	15 p.	—	—	—	—	—	—	—
50	10	3 "	10 p.	—	—	—	—	—	—	—
	12	3 "	7 "	20 p.	—	—	—	—	—	—
50	20	2 "	5 "	15 p.	—	—	—	—	—	—
60	42	—	3 "	10 "	30 p.	—	—	—	—	—
75	10	—	3 "	10 "	20 "	60 p.	—	—	—	—
75	30	—	—	6 "	20 "	50 "	—	—	—	—
75	60	—	—	5 "	8 "	40 "	—	—	—	—
100	100	—	—	3 "	10 "	26 "	100 p.	—	—	—
100	200	—	—	3 "	9 "	25 "	90 "	—	—	—
100	500	—	—	2 "	7 "	18 "	70 "	—	—	—
125	1100	—	—	—	2 "	5 "	20 "	70 p.	—	—
50	350	—	—	—	2 "	5 "	20 "	40 "	130 p.	—
50	1900	—	—	—	—	2 "	7 "	20 "	70 "	—
80	600	—	—	—	—	—	5 "	15 "	50 "	130 "
100	3600	—	—	—	—	—	2 "	6 "	25 "	60 "
v	1000	—	—	—	—	—	—	7 "	12 "	100 "
50	5500	—	—	—	—	—	—	2 "	6 "	25 "



# Velocidad final de caída en desagües verticales

3:22  
13

$Q [m^3/s]; v [m/s]; A [m^2]; R [m]; s [m]$

$$Q = v A \quad A = \frac{Q}{v} \quad R = \frac{A}{\pi D} = \frac{Q}{\pi D v}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2} \quad s = 1 \quad n = 0.010$$

$$v = \frac{1}{0.010} \frac{Q^{2/3}}{\pi^{2/3} D^{2/3} v^{2/3}} = 100 \frac{Q^{2/3}}{\pi^{2/3} D^{2/3} v^{2/3}}$$

$$v^{5/3} = 100 \frac{Q^{2/3}}{\pi^{2/3} D^{2/3}}$$

$$v = 100^{3/5} \frac{Q^{2/5}}{\pi^{2/5} D^{2/5}} = 10 \left( \frac{Q}{D} \right)^{2/5}$$

$$v \frac{m/seg}{mm} = 10 \left( \frac{Q}{D} \right)^{0.4} \leftarrow \text{Velocidad final de caída}$$

Por ejemplo:  $D = 100 \text{ mm}$

$Q = 6.662 \text{ L/seg}$

$$v = 10 \left( \frac{6.662}{100} \right)^{0.4} = 3.393 \text{ m/seg}$$

Este caso corresponde a una bajada en la que el área ocupada por el flujo de agua descendente es  $1/4$  del área del círculo.

*[Handwritten signature]*

# Desagües combinados

(14)

Cuando un albañal conduce aguas negras y aguas pluviales, al gasto de las aguas de lluvia se suma el de aguas negras, estimando éste último para su máximo probable, en la forma que en seguida se indica.

Para una intensidad de precipitación ( $i$ ) en mm/h y una superficie desaguada ( $S$ ) en  $m^2$ , el gasto pluvial es:

$$Q_p = \frac{Si}{3600} \quad [L/seg]$$

El gasto adicional de aguas negras nunca se toma menor de 2.5 L/seg (descarga de un excusado), al aplicar la fórmula empírica:

$$Q_{AN} = \frac{\sum u_d}{100} \quad [L/seg]$$

en la que  $\sum u_d$  es la suma de las unidades de desagüe de los muebles sanitarios, según tablas, de modo que el albañal combinado debe ser capaz de conducir, a tubo lleno, un gasto total

$$Q_T = \frac{Si}{3600} + \frac{\sum u_d}{100} \quad [L/seg]$$

Por ejemplo, para  $360 m^2$  de azotea +  $360 m^2$  de fachada expuesta a la lluvia,  $S = 360 + 180 = 540 m^2$   
 $Q_p = 540 \times 150 / 3600 = 22.5 L/seg$ ; y con muebles sanitarios que sumen 500 unidades,  $Q_{AN} = 500 / 100 = 5 L/seg$ , de modo que el albañal combinado lleva  $27.5 L/seg$ , por lo que se requiere de 200 mm  $\phi$  al 4% que burde dar 2.8 L/seg.

# ELIMINACION DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES

## POR BOMBEO

Cuando los albañales de los edificios no pueden descargar a los colectores del servicio público por estar más abajo de éstos, hay necesidad de utilizar cárcamos con bombas especiales para aguas negras o sucias, para desalojarlas con rapidez.

Los cárcamos de aguas negras deben calcularse en tal forma que nunca mantengan por más de 24 horas el líquido con materia orgánica, ya que después de este tiempo se presenta la fermentación activada del producto.

Los cárcamos de aguas pluviales normalmente son de capacidad muy grande que resultan antieconómicos, ya que hay que almacenar no menos de 50 lts. por cada m<sup>2</sup> de área de captación.

Las bombas pueden ser:

a).- De cárcamo húmedo.-

Cuando los impulsores de la bomba se encuentran dentro del cárcamo, teniendo motores normales fuera de él.

b).- De cárcamo seco.-

Cuando las bombas se encuentran fuera del cárcamo.

c).- Bombas sumergibles.-

Cuando tanto la bomba como el motor se encuentran dentro del líquido.

d).- Eyectores por aire comprimido.

En todos los casos el paso de esfera de los impulsores debe ser mínimo de 75mm.

Siempre se ponen dos bombas por cárcamo, para evitar que la falta de una pueda sus-

Las operaciones de automatizar el funcionamiento de las bombas se hace por medio de flotadores eléctricos a prueba de explosión, dado los gases que pueden formarse dentro del cárcamo ( metano ).

Los cárcamos por lo tanto, deben tener un tubo de ventilación que permita la salida de dichos gases, tubo que puede conectarse al sistema de doble ventilación del edificio ( normalmente 100mm de diámetro ).

#### ELIMINACION DE AGUAS NEGRAS POR FOSA SEPTICA

En los casos de que no hay servicio municipal de drenaje, hay que tratar las aguas negras por medio de fosas sépticas o por algún otro proceso de digestión.

La digestión tiene por objeto desdoblar las moléculas orgánicas complejas en moléculas sencillas como son nitritos, nitratos y otras, con desprendimientos de gases que pueden ser metano, anhídrido sulfuroso y otros. Es esta situación, no es posible combinar el agua pluvial con el agua negra y así mismo deberán separarse las aguas servidas que no deberán pasar por la fosa séptica.

Las fosas sépticas tienen tres cámaras. La primera donde se recibe el producto en la sedimentación, la segunda la de fermentación, donde las bacterias anaerobias destruyen el producto y por último la cámara de oxigenación en donde mueren las bacterias anaerobias y actúan aerobias.

El agua que ha pasado por la fosa séptica debe descargarse a un pozo de absorción o a lechos de drenes, donde se filtrará la tierra. A estos pozos de absorción deben concurrir también las aguas servidas de otros muebles sanitarios. Figs. 35 y 36

Antes de proceder a iniciar una construcción en estas condiciones, hay que cerciorarse de la posibilidad de eliminar las aguas negras por este método simple, ya que de lo contrario habrá que recurrir a la instalación de verdaderas plantas de tratamiento de aguas negras, sumamente costosas y especializadas.

./.

ESPECIFICACION PARA CONSTRUCCION DE DRENES

Consistirán en canalizaciones realizadas con tubería de 100mm de diámetro, propia para dren, es decir, con perforaciones en su lecho interior. Los tubos se conectarán sin poner material en sus campanas, en zanjas a una profundidad de 45 cms. bajo el nivel de piso terminado.

Las juntas por la parte superior, se cubrirán con papel alquitranado de 15 cms. de ancho, dejandose abiertas por su parte inferior.

La pendiente será de 1:250 para conseguir que el agua se infiltre en la tierra.

Si la tierra es francamente absorbente, se harán zanjas más profundas, las cuales se rellenarán con material graduado, es decir al principio con grano grueso y a medida que va subiendo el material será de grano más fino hasta llegar a una mezcla de arena y arcilla suelta hasta llegar al nivel del terreno.

La capacidad de los drenes deberá calcularse teniendo en cuenta que para tubería de 100mm de diámetro el volumen en litros por metro lineal será de 8.10 y para 150mm de 18.20 lts. por metro lineal.

Los ensayos de filtración del terreno, se harán haciendo perforaciones de 30x30cms. a la profundidad de instalación de los drenes y para los pozos de absorción de la mitad de la profundidad calculada. Los hoyos se llenarán con agua con un tirante de 15 cms. y se anotará el tiempo que tardará el nivel en descender 2.5 cms. Los caudales admisibles y las longitudes calculadas en la siguiente forma son:

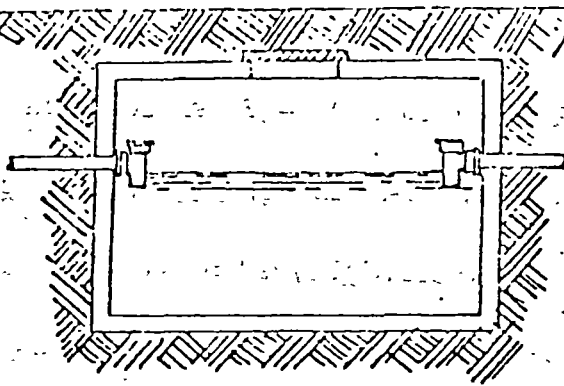
TABLA 14

TIEMPO QUE TARDA EL AGUA EN DESCENDER 2.5 cms. ( en minutos )	CAUDAL EN ZANJAS DE DRENAJE ( Lts. X mto. lineal )	CAUDAL EN POZOS DE ABSORCION DE ABSORCION ( Lts. X M2 )
---	--	---

1	50	215
2	40	175
10	20	95
50	10	45
60	8	30

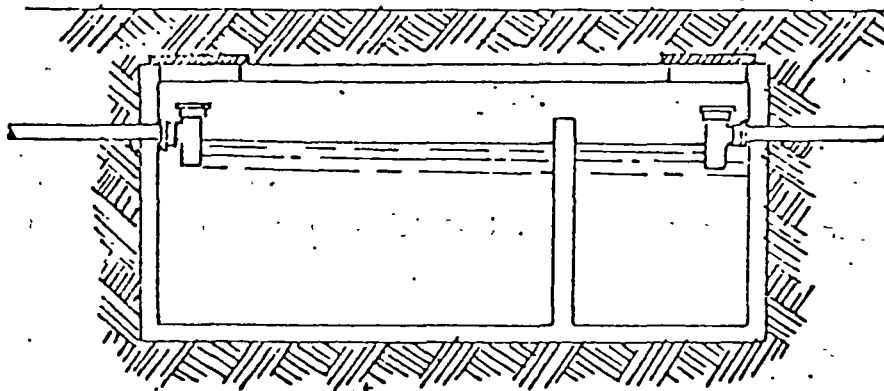
ELECCION DE DRENES O POZO DE ABSORCION.- Si el suelo es poroso y la cantidad de líquidos es relativamente reducida, lo más indicado es el pozo absorbente.- Para terrenos no porosos, se empleará la red de renes en zanjas de 45 cms. de profundidad. Para los terrenos impermeables lo más acertado es formar la red de colectores en zanjas profundas con filtro de arena y distribuidores transversales encima de aquellos. La corriente de los ramales debe ser muy lenta para que la salida del agua pueda efectuarse adecuadamente. Por lo tanto el campo de drenaje debe tener poca pendiente y en caso de que esta pendiente sea excesiva, las filas de drenes se pondrán perpendicularmente a la pendiente.

DE SERVICIOS



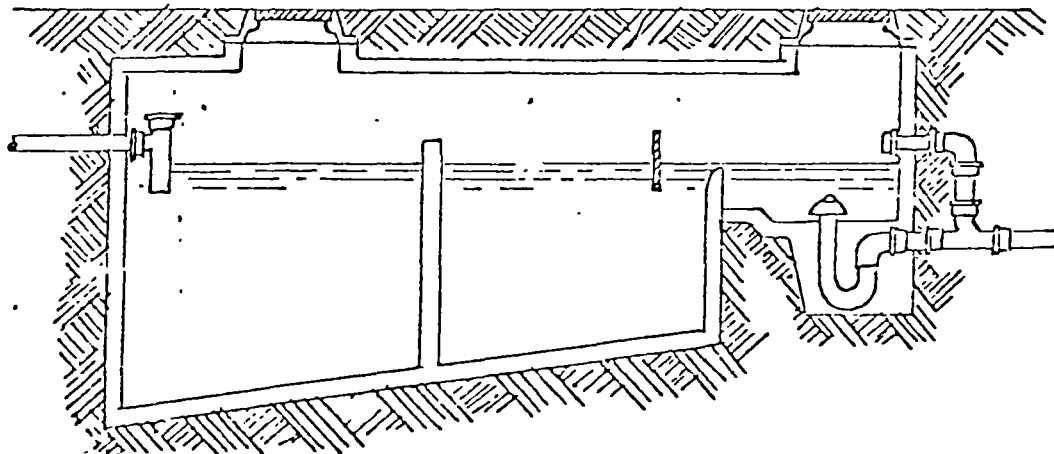
A POZO DE  
ABSORCION.

DE SERVICIOS



A POZO DE  
ABSORCION

DE SERVICIOS



A POZO DE  
ABSORCION.

DIFERENTES TIPOS DE FOSAS SEPTICAS

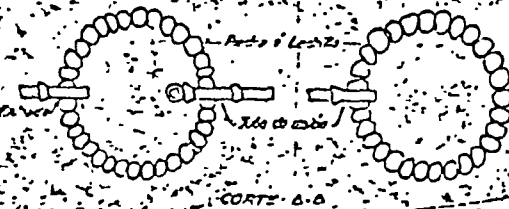
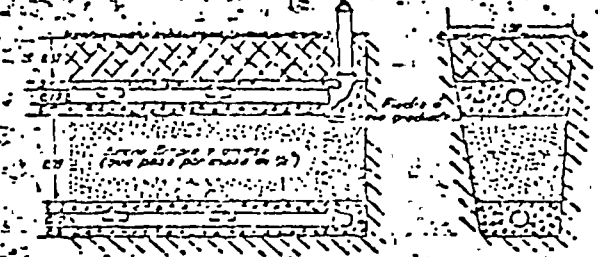
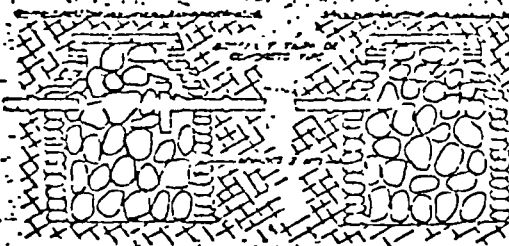
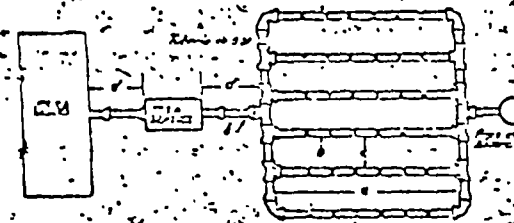
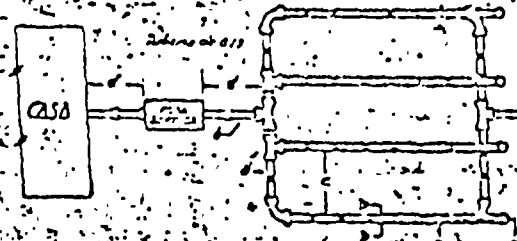
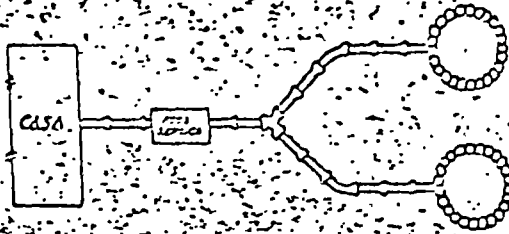
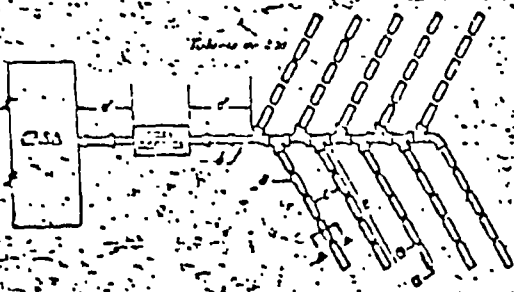




DETALLES DE UN CAMPO DE DISTRIBUCION SUBTERRANEA DEL EFLENTE DE FOSA SEPT.

DISPOSICION DE LOS POZOS DE ABSORCION PARA FOSA SEPTICA.

DISPOSICION DEL EFLENTE EN FOSA SEPTICA POR DISTRIBUCION DE UN FILTRO SUBTERRANEO.



CORTE B-B      CORTE A-A

NOTA:   
 1. Intercala un filtro para la absorcion de un litro de agua por litro de agua.   
 2. 50 a 100 m de distancia por persona.

FIGURA 35

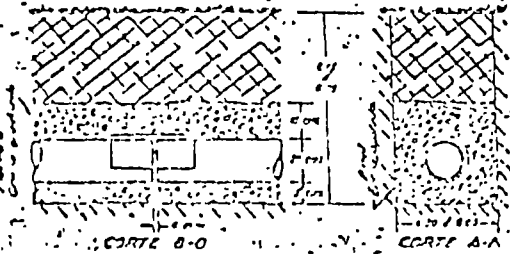
DATOS DE CONSTRUCCION PARA CAMPO DE DISTRIBUCION SUBTERRANEA Y POZO DE ABSORCION.

NATURALEZA DEL TERRENO	CAMPO DE DISTRIBUCION		POZO DE ABSORCION
	LONGITUD APROXIMADA DE LOS TUBOS DE DISTRIBUCION EN M. POR PERSONA	ANCHO EN M.	LESA EFECTIVA DE ABSORCION RESERVADA POR PERSONA EN M <sup>2</sup>
Arrozales o puras	150	—	150
Arrozales...	450	—	125
Arrozales con becas	750	—	150
Campo con becas	1000	—	—
Campo con becas y...	—	—	300
Campo con becas...	—	—	en general en 2000 m <sup>2</sup> por persona.
Sin becas...	no sirve	—	no sirve.

PRUEBA DE ABSORCION PARA POZOS.

TIEMPO EN MINUTOS PARA 10 LITROS DE AGUA (EN M <sup>2</sup> )	EFECTIVA DE ABSORCION RESERVADA EN M <sup>2</sup> DE POZO
15	25
20	125
30	125
45	125
60	125
75	125
90	125
105	125
120	125
135	125
150	125
165	125
180	125
200	125

Datos para una capacidad de 150 lts / persona



DATOS GENERALES.

- a) Profundidad de los pozos
- b) Profundidad de los pozos
- c) Distancia máxima de 250 m.
- d) Distancia máxima de 200 m.
- e) Distancia máxima de 100 m.

SECRETARIA DE EDUCACION Y CULTURA  
 DIRECCION GENERAL DE INGENIERIA Y PLANIFICACION  
 DEPARTAMENTO DE SANITARIO

CONSEJOS DEL EFLENTE PARA FOSAS SEPTICAS TIPO.

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
...	...	...

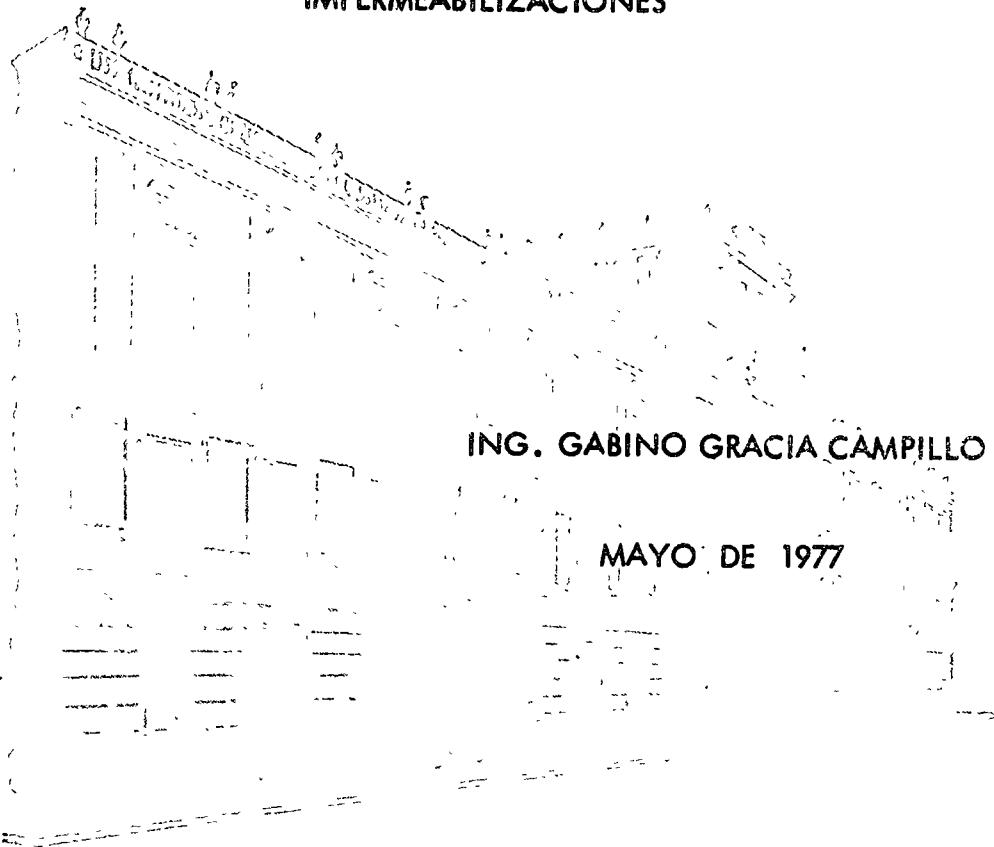


centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



**RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

**IMPERMEABILIZACIONES**



**ING. GABINO GRACIA CAMPILLO**

**MAYO DE 1977**



- D) Malla de tela de gallinero.
- E) Ladrillo.
- F) Cemento.
- G) Arena.
- H) Jabón.
- I) Alumbre.
- J) Agua.

#### XIII-4 Ejecución.

- A) Pretiles.— Los pretiles serán construidos preferentemente de concreto armado y colados monolíticamente con la losa de la estructura. En las figuras 1 a 3, se muestran croquis de tres diferentes tipos de pretiles: pretil de orilla, pretil intermedio y pretil en junta de construcción. Asimismo, en estas figuras se han marcado dimensiones y refuerzos aconsejables. Estos diseños deberán adaptarse a cada caso particular, o bien llegar al extremo de anular los pretiles cuando se trate de techos con desagüe pluvial por caída libre.
- B) Pendientes.— Las pendientes de una azotea no serán menores de 3% (tres por ciento). —
- C) Área y localización de cada bajada.— El área tributaria de cada bajada en una azotea, deberá tener una superficie máxima de 100 m<sup>2</sup>, para bajadas de 10 cm. de diámetro. Las bajadas pluviales deberán localizarse en el centroide de las áreas tributarias. Para cumplir con este requisito será necesario en algunos casos construir dentro del falso plafón el ramaleo necesario de modo que la coladera de desagüe de las aguas pluviales en la azotea quede al centro del área tributaria y que la bajada propiamente dicha quede localizada en el lugar que arquitectónica o estructuralmente convenga.
- D) Forma de las áreas tributarias de cada bajada.— La forma del área tributaria de cada bajada deberá ser lo más regular posible, siendo preferentemente rectangular y mejor aún cuadrada. En caso de ser rectangular, la relación entre lado mayor y lado menor no deberá exceder de 2; esto es con el doble objeto de evitar largos recorridos al agua de lluvia y que los rellenos para lograr las pendientes especificadas no sean excesivos.
- E) Relleno.— El relleno que irá colocado sobre la losa y cuyo objeto es dotar a la azotea de pendientes suficientes para el fácil y rápido escurrimiento de las aguas pluviales deberá ajustarse a las indicaciones que a continuación se anotan:
  - a) Será condición que se garantice que el relleno no podrá sufrir una vez terminada la azotea asentamientos locales provocados por consolidación del material que forma este relleno y que servirá de base para recibir el enladrillado.
  - b) El relleno será formado con el material ligero que pueda conseguirse en la región y entre otros materiales podrán ser usados: tezontle, escoria de fundición, arena de tepetate, etc.
  - c) Se hará una mezcla con el material ligero que se usará como agregado inerte y como cementante cal hidratada, agregando la menor cantidad posible de agua, pues no se trata de obtener una mezcla fluida, sino todo lo contrario. La proporción a usar de material inerte y de cementante será determinada en cada caso particular mediante pruebas con los materiales que serán usados.
  - d) Se procurará que la granulometría del material ligero que se use no sea uniforme sino que contenga partículas desde muy finas hasta un tamaño máximo de 3.0 cm.
  - e) La mezcla será hecha en revolvedora y después de colocarse sobre la losa de azotea será acomodada y apisonada con pisón de mano, respetando las pendientes especificadas y señaladas en el plano correspondiente y guiándose con "maestras" o con hilos de modo que la superficie que se obtenga sea lo más continua posible. Con objeto de obtener una superficie de tipo cónica, las "maestras" o referencias y los hilos se colocarán en forma radial tomando como centro la bajada pluvial. (Figs. 6, 7 y 8). Se colocarán tanto hilos o referencias como sean necesarios para que fácilmente se obtenga la superficie cónica.
  - f) Como referencia adicional, y ya que se ha fijado la pendiente "P" que deberá tener el relleno, se marcará sobre el pretil la línea curva (hipérbola) que será la intersección del propio pretil con la superficie cónica generada por líneas rectas que tienen su vértice en la bajada, cuya inclinación es la pendiente fija anteriormente y cuyas directrices son las hipérbolas antes dichas. Por ejemplo, para obtener la cota del punto A, bastará multiplicar el radio Ra por la pendiente P especificada, añadiéndole el espesor del relleno mínimo alrededor de la bajada.
  - g) De este modo, además de las "maestras", servirán como referencia las líneas "I" y la obtenida será precisamente una superficie cónica, (Ver Figs. 4, 5 y 6).



## JEFATURA DE CONSTRUCCIONES

h) Antes de proceder a la colocación del ladrillo deberá verificarse mediante hilos la perfecta conicidad de la superficie obtenida con el relleno, para ello bastará con usar hilos como rectas generatrices de la superficie cónica.

F) Charolas de plomo en las bajadas.— Considerando que las bajadas pluviales son uno de los puntos críticos para filtraciones en una azotea, en esta zona se colocará una protección adicional consistente en una charola de plomo de 1 m. por 1 m. y de 0.16 cms. (1/16") de espesor provista de un embudo central el que será introducido un mínimo de 10 cm. a través de la campana superior de la bajada pluvial.

Esta charola irá colocada inmediatamente después del relleno, el cual nunca tendrá un espesor menor a 3 cms. en el perímetro de la bajada. Aprovechando la maleabilidad del plomo, la charola deberá seguir perfectamente todas las curvas de la campana de la bajada y además sobre el relleno deberá quedar de modo que no presente arrugas ni abolsamientos. (Ver Fig. No. 7).

Sobre la charola de plomo se soldará en doce puntos según se aprecia en la figura No. 8 una malla de 1.20m. por 1.20 m. con trama de aproximadamente 3 cms., de tela de gallinero. El objeto de esta malla es proporcionar anclaje, adherencia y refuerzo a la mezcla con que será pegado el ladrillo sobre la charola de plomo.

Por tanto, será necesario que dicha malla quede pegada a la charola únicamente en los puntos de soldadura y en las demás partes será levantada al colocar la mezcla, de manera que la trama quede aproximadamente al centro del mortero. Para lograr lo anterior sin dificultad, deberá tomarse la precaución de que no se retire la malla cuando sea soldada, sino dejarla lo suficientemente floja para poderla levantar cuando se coloque la mezcla para pegar el ladrillo, conforme a lo especificado anteriormente.

G) Enladrillado.— Sobre el relleno que se ha especificado en el inciso E, se colocará un enladrillado que deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- 1) Se usará ladrillo rojo recocido común de forma rectangular preferente con dimensiones aproximadas de 2.5 cm x 14 cm x 28 cm.
- 2) El ladrillo deberá ser totalmente plano y sus dimensiones no deberán variar de una pieza a otra en más de 2 mm.
- 3) El contenido de arena del ladrillo no deberá exceder en volumen del 20 % del total.
- 4) El enladrillado será colocado en forma de petatillo.
- 5) La superficie final que deberá obtenerse en la azotea será una superficie alabeada, es decir continua, sin la existencia de aristas o lomos.

Para lograr este tipo de superficie se tomarán las medidas necesarias desde la construcción del relleno, colocando el número suficiente de "maestras" o de referencias para garantizar una superficie de tipo cónico y nunca de forma piramidal.

6) El ladrillo será pegado directamente sobre el relleno usando como mezcla un mortero cemento-cal hidratada-arena en proporción 1:2:9, con espesor mínimo de 2 cm. Para la colocación del ladrillo en la zona cercana a la bajada se pondrán "maestras" en número suficiente a unos 2 m. de bajada y usando la regla radialmente se podrá obtener la superficie cónica que se pretende.

Para la colocación del ladrillo en la zona alejada más de 2 m. de bajada, se podrán poner el número necesario de "maestras" y usar como base para la regla las colocadas a 2 m. del centro. Será condición que la regla sea usada exclusivamente como radio con centro en la propia bajada, para lo cual se amarrará un hilo al extremo de una regla haciendo centro con el otro extremo del hilo en el eje de bajada. Para facilitar esta operación, se colocará una tapa de madera sobre la campana de la bajada pluvial, dejando un clavo salido en el centro al cual se amarrará el hilo. Será condición que al usar la regla sea en forma radial y con el hilo tenso.

Podrá también optarse por usar como referencia un haz de hilos radiales, amarrando un extremo de cada hilo al centro de la bajada y el otro extremo en la cara interna de los pretilos sobre diferentes puntos de las líneas curvas (hipérbolas) formadas por la intersección de la superficie del enladrillado y los pretilos. La separación entre los diversos puntos que se tomen sobre los pretilos no será mayor de 1 m.

7) No se permitirá la ruptura del enladrillado para la colocación de salidas de tuberías, de ductos o por ningún otro motivo, por tanto será condición indispensable que antes de empezar la construcción del relleno se tengan instaladas en su totalidad todas aquellas tuberías que atraviesan la losa del techo.



H) Chaflanes.- Una vez concluida la colocación del enladrillado el cual deberá terminarse 3 cm. antes de llegar al pretil, (Ver Fig. 9), se procederá a la construcción del chaflán que será mixto de mezcla y ladrillo. El procedimiento y las especificaciones de construcción, se detallan a continuación:

- a) La superficie del pretil que quedará en contacto con el chaflán será picada finamente e inmediatamente después será limpiada tallándola vigorosamente con cepillo de alambre, quitando a la vez cualquier partícula suelta o floja.
  - b) La superficie que en la figura 9 está ondulada y marcada (1) se mantendrá húmeda por lo menos durante las dos horas inmediatas anteriores a la colocación del chaflán de mezcla (2).
  - c) A continuación, se procederá a la construcción del chaflán de mezcla (2) que será logado con un mortero de cemento-cal hidratada-arena en una proporción volumétrica 1: 1 5: 6. Las dimensiones de este chaflán serán aproximadamente 10 cm. por cateto, debiendo ajustar esta medida al ancho del ladrillo (3), el que previamente saturado de agua será pegado al chaflán de mezcla sin usar ninguna revoltura adicional.
  - d) Una vez que el mortero del chaflán de mezcla haya fraguado y que el ladrillo de tapa haya pegado, se procederá al junteo entre y ladrillo y ladrillo del chaflán (3) y a la colocación del junteo que en la figura se indica con (4). Estas juntas se harán con una pasta cemento cal, en proporción volumétrica 1:3 y el agua suficiente para formar una pasta consistente que será retacada o "taconada" en todas las juntas, estando saturado de agua el ladrillo.
- 1) Se dará un lechadeado general a toda la superficie usando lechada cemento-cal hidratada-agua, en igual proporción el cemento y la cal hidratada, añadiendo agua suficiente para obtener una lechada muy fluida.  
Se barrerá perfectamente la superficie obligando al sobrante de la lechada a llenar las juntas entre ladrillo y ladrillo.
  - 2) Se dejará, pasar un lapso prudente (1 o más horas) hasta que la lechada que está en las juntas haya tenido su fraguado inicial, esto podrá notarse por la aparición de pequeñas fisuras en la junta misma, acto seguido y dado que el material de las juntas se encuentra todavía en estado pastoso se procederá a "retacar o taconear" dichas fisuras.
  - 3) Finalmente se dará un escobillado con una lechada de cemento-cal hidratada-arena cernida en proporción 1: 1: 6 pero más espesa que la especificada en el inciso 1), Esta lechada se verterá sobre el enladrillado y se barrerá con escoba procurando que el sobrante de lechada se deposite en las juntas entre ladrillo y ladrillo. Por ningún motivo se permitirá que este escobillado forme costra sino que su función será únicamente de servir como sellador o tapaporo del ladrillo, por lo tanto se tomará especial cuidado para impedir la acumulación de lechada que al fraguar podría formar costras.
- J) Acabado final.- Se dejará fraguar perfectamente el escobillado especificado en el punto anterior y se procederá a efectuar una cuidadosa revisión de toda la azotea. Se deberán detectar todas las fisuras, las cuales serán resanadas.  
Se dará un acabado final con una solución de jabón y alumbre como a continuación se indica. En 100 litros de agua en ebullición se disuelven 20 Kgs. de jabón corriente, preferentemente neutro. Estando la solución todavía hirviendo se da una mano a la superficie del escobillado procurando que no se forme espuma; para esto las burbujas deberán romperse con la misma escoba conque se extiende la jabonadura.  
Se deja secar la solución de jabón durante 24 horas y se procede a dar una mano con una solución de alumbre disolviendo 10 Kgs. en 100 litros de agua.

#### XIII-5 Medición para fines de pago.

Las azoteas se medirán por metro cuadrado con aproximación al décimo, de superficie efectuada

#### XIII-6 Cargos que incluyen los precios unitarios.

- A) El costo de todos los materiales puestos en el lugar de su colocación como son: el material de relleno, cal, charolas de plomo, con embudos, mallas de tela de gallnero, ladrillo, cemento, arena, jabón, alumbre, agua.
- B) El costo de la mano de obra necesaria para llevar a cabo hasta su total terminación dicho concepto de trabajo, incluyendo entre otras operaciones: trazo, colocación de maestras, relleno con cementante, fabricación de las revolturas y mezclas, colocación de charolas de plomo con

**RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

**LA NECESIDAD DE IMPERMEABILIZAR**

**Ing. Gabino Gracia Campillo**

**Mayo, 1977.**



HISTORIA

La construcción de cubiertas fue probablemente la primera profesión del mundo, pues la protección contra los elementos ha sido siempre una de las necesidades materiales primarias del hombre. Este ha tenido que protegerse desde el principio contra las implacables fuerzas de la Naturaleza: contra el calor y el frío extremados, la lluvia, el viento, el granizo, la nieve y el hielo.

El asfalto, con su extraordinaria combinación de cualidades impermeabilizadoras, protectoras y aglomerantes, fue uno de los primeros descubrimientos de los pueblos antiguos. Lo empleaban extensamente en la construcción de sus edificios y caminos, muchos de los cuales aún existen en buenas condiciones después de miles de años de exposición a los elementos. El asfalto impermeabilizó el Arca de Noé y embalsamó a los reyes egipcios.

La palabra asfalto deriva de un vocablo "griego" de la época Homérica que significa estable, seguro; ya que al incluirlo en sus materiales de construcción lograba esa finalidad precisamente.

La protección que confiere el asfalto queda evidenciada por la gran variedad de vegetales y animales fósiles del período "pleitocénico", probablemente veinticinco mil años antes de la aparición del hombre sobre la tierra, que han quedado perfectamente conservados gracias a que fueron cubiertos por un lago de asfalto, en el rancho "La Brea" -- Cal. U.S.A.,

La prueba más antigua que tiene el hombre sobre el uso del asfalto, se remonta a tres mil ochocientos años A.C. en que los Sumerios, que vivieron al sureste de la Mesopotamia en el Valle del Eufrates, actualmente Irak, lo emplearon para proteger sus construc



ciones, así mismo se han encontrado restos de asfalto que se emplearon en varias ciudades antiguas por ejemplo, en Mantuchan país de Kisch 3,600 años A.C., también se empleo en la ciudad de Telf Achmar 3.000 años A.C., inclusive en la biblia se hace referencia en varias de sus partes al uso del asfalto en construcciones tales como la Torre de -- Babel 2,000 años A.C., en la canasta en que Moisés fué abandonado en el Río 1,500 A.C., en la que se empleó el mismo sistema que permitió la construcción de ciertas embarca-- ciones que todavía hoy se usan para cruzar el Río Tigris en Bagdad; existe evidencia de que el Rey NABUCODONOSOR de Babilonia empleo asfalto en pavimentos, techos y albercas -- durante los años 604 a 571 A. C.

El uso de asfalto para la protección de la casa del hombre se extendió por todo el mundo y ya en 1820 se tuvo la primera fábrica de papel saturado con asfalto en GENEVA SUIZA, se siguieron haciendo progresos y llegamos hasta la obtención de asfaltos oxidados de -- c -- idades superiores a los destilados con vapor simplemente, que fueron patentados por YEARLEY en Cleaveland Ohio, E.U. en el año de 1894; y así con esta breve revisión histo -- rica queda establecido que el hombre de todos los tiempos tuvo como principal objetivo -- protegerse de la lluvia, y para ello empleo desde épocas lejanas el asfalto.

Refiriéndose a las preferencias del público, las cifras del Departamento de Comercio de los Estados Unidos indican que del 85 al 90% de todas las impermeabilizaciones de techos de los Estados Unidos son actualmente de tipo asfáltico. Este predominio se refleja en -- un constante y apreciable crecimiento anual en la cantidad de asfalto empleada por esta industria. Esta cantidad fué en 1940 inferior a 1,5 millones de toneladas, subiendo en -- 1959 por encima de 3 millones de toneladas.

En la construcción moderna ya no solo se ha buscado la satisfacción de aquellas necesi -- dades primarias de protección contra los elementos, también se a buscado lograr un co--

recto habitat para el hombre y su desarrollo integral, se ha considerado dotar a las casas actuales de comodidades que en las épocas primitivas no pudieron haber sido soñadas siquiera, se cuenta con clima artificial, con alfombras mullidas, recubrimientos -- plasticos y otros elementos sumamente decorativos; se ponen revestimientos acusticos, -- escaleras automáticas o elevadores que evitan la necesidad de fatigarse al subir a los niveles superiores, también hemos colocado puertas automáticas que se abren a control -- remoto, o sistemas de intercomunicación que nos ayudan a hablar con otras personas sin necesidad de las fatigosas caminatas; en fin, hemos ido dando a la construcción cada -- día elementos más sofisticados que ayudan a que el hombre viva con más comodidad, y seguramente en el futuro seran aún mas comodas las construcciones, para lograr que se encuentre en la casa, el reposo, el descanso y la tranquilidad que se busca en ellas.

Ahora bien si la construcción moderna ha ido evolucionando para lograr cubrir mejor las necesidades humanas, ello no debiera ser en detrimento de la cobertura de las necesidades primarias de protegerse contra los elementos, pero desgraciadamente parece ser que el -- proyecto de la comodidad a desplazado en gran parte el proyecto de la protección, por -- ello es fácil encontrar grandes residencias o conjuntos habitacionales en los que se -- han planeado al mínimo todos los detalles ornamentales y en los que lamentablemente se ha olvidado incluir la partida de la impermeabilización, no solamente se ha olvidado, -- simplemente ni se ha pensado en ello.

Esto que acabamos de decir no es un caso extraño, es una situación que se repite con -- mucho más frecuencia de la que pudiera considerarse y nosotros creemos que los aspectos primarios que debe cubrir una construcción siguen teniendo la misma importancia que tuvieron para el hombre primitivo.

La función elemental de las casas y otras construcciones son cubrirnos de la lluvia, --

del sol, del aire, del polvo etc. y las necesidades de comodidad son necesidades secundarias, por tal motivo consideramos que se debe dar prioridad absoluta a la cobertura de las necesidades primarias, ya que de nada sirve una magnífica habitación en la cual el agua se filtre por techos y muros, dañando los contenidos y dañando la salud, haciendo que todo el esfuerzo del hombre para lograr tener en su casa las comodidades -- que hemos mencionado, se vean destruidas, se vean atacadas por el elemento lluvia, que tan lamentablemente como habíamos dicho, se ha relegado a segundo término como problema, como algo que debe prevverse para la protección de la casa del Hombre

Ahora bien, estas protecciones contra la entrada de agua en las casas habitaciones, deben sujetarse al estudio de ciertos elementos y aspectos básicos requeridos, al aprovechamiento de las cualidades de diversos materiales y a los requerimientos de los diferentes proyectos.

Debe tomarse en cuenta el conjunto de esos grupos de elementos para lograr la definición de la protección óptima que garantice a los habitantes ó usuarios de las construcciones, la comodidad y la seguridad, así mismo que garantice a los proyectistas y constructores, clientes satisfechos y prestigios bién ganados, sin reclamaciones, que sirvan para recomendar el trabajo, la dirección y la supervisión de las obras de esos profesionales, que han sabido dar cobertura tanto a los aspectos de comodidad y estética, como a los aspectos de protección contra los elementos.

ASPECTOS DEL PROYECTO Y DETALLES CONSTRUCTIVOS  
VITALES PARA LOGRAR UNA BUENA IMPERMEABILIZACION.

Existen varios puntos críticos en los techos, que si son resueltos satisfactoriamente durante el proyecto y la construcción, ayudaría a lograr el objetivo primordial de obtener edificaciones sin filtraciones de agua; así mismo si -- estos detalles se descuidan, será sumamente improbable que cualquier sistema de impermeabilización funcione adecuadamente, por lo antes dicho debe ponerse especial atención en cuidar estos detalles que como generalmente no quedan a la vista, sino que se encuentran en un lugar de difícil acceso, suele concedérseles muy poca atención, hasta el momento en que comienzan aparecer las -- molestas humedades, con toda secuela de daños a los acabados, los contenidos y la salud. Por desgracia en ese momento, que generalmente es temporada de -- lluvias, no es aconsejable levantar la impermeabilización defectuosa o algún otro recubrimiento existente en el techo, lo que sería necesario para efectuar las reparaciones a fondo y, por ello se efectúan reparaciones provisionales que vuelven a causar problemas en la siguiente temporada de lluvias, -- cerrándose así el primer ciclo de un círculo vicioso.

Algunos de estos puntos críticos son de la incumbencia directa del proyectista y otros recaen sobre la supervisión de los constructores.

Para exponerlo en esta ocasión los dividiremos en esa misma forma:

DETALLES DE PROYECTO:

Pendientes

Bajas<sup>As</sup> Pluviales

Rellenos

Entortados

Juntas de Dilatación

En losas.

En enladrillados.

En muros.

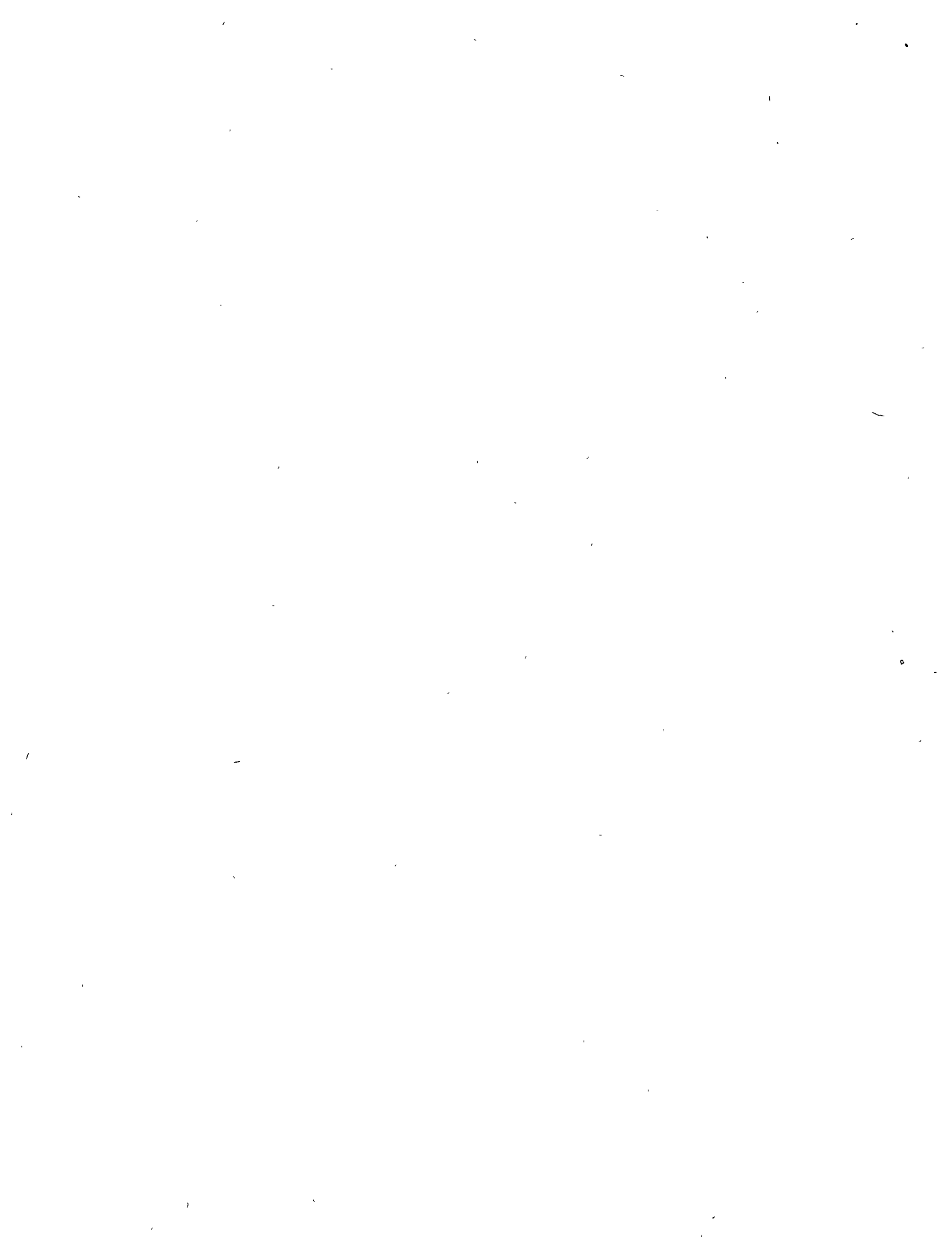
Remates

Tuberías que Atraviesan losas y superficiales

Bases de Tinacos y Tanques

Bases para Antenas

Zonas de Tránsito



Pretilos y Trabes invertidas

Goteros

Canalones.

DETALLES DEL CONSTRUCTOR

Textura de superficie

Secuencia de Obra

Manejo de materiales

Elección de Mano de Obra calificada

Coordinación General

Es seguro que existen algunos otros detalles importantes pero consideramos --  
que los aquí enunciados son los de más relevancia y en los que debemos poner --  
mayor atención.

## RECOMENDACIONES AL PROYECTISTA

### Pendientes

Cabe señalar en este aspecto, que entre mayor sea la pendiente de los techos - más se facilitará la labor del impermeabilizante, por lo cual debemos procurar en los proyectos considerar la máxima pendiente posible y cuando se trate de - losas planas debemos tomar en cuenta los rellenos y entortados necesarios para - lograr una pendiente mínima del 2% tratándo de evitar encharcamientos y todos - aquellos elementos que impidan el libre flujo del agua.

### BAJAS PLUVIALES

Las bajas pluviales son puntos críticos por que en ellos se conjugan dos elementos desfavorables:

1.- Entre el concreto de la losa del metal del bajante existe un diferente - coeficiente de dilatación térmica con lo cual inevitablemente se produce una fisura.

2.- Puesto que se trata de las zonas más bajas, durante las precipitaciones pluviales se acumula un tirante de agua que presiona hidrostáticamente sobre la fisura, dando lugar a la filtración por ese punto, a esto se puede añadir la acumulación de basura en las rejillas de la bajada que impedirán el rápido desalojo del caudal, con esto se explica porque las goteras en ese punto continuarán mucho después de que las lluvias han cesado.

Para evitar esta falla se requiere un número y diámetro adecuado de bajadas, el cual sugerimos que en la Ciudad de México sea de 3 pulgadas de diámetro por cada 100 M2 de superficie ó el que el cálculo determine de acuerdo con la precipitación pluvial de cada zona, además recomendamos que se empleen rejillas de tipo capuchón las cuales se asolvan con más dificultad.

El problema de agrietamiento entre metal y concreto, se resuelve aplicando un material impermeabilizante con refuerzo o un cemento plástico, que asegure el sellado eficiente entre estos dos elementos.

#### CHAFLANES

Cuando existen intersecciones a 90 grados en los elementos constructivos sobre las azóteas, es muy difícil lograr que las carpetas impermeables se coloquen con ese ángulo tan cerrado, independientemente de que durante los movimientos posteriores de la construcción se producen esfuerzos constantes en ese punto, que fácilmente rompen la impermeabilización, dando vía de entrada al agua. Esto se evitará instalando chaflanes con sección mínima de 5 cms., que suavisen el ángulo a 45°, con lo cual se facilita la colocación del impermeabilizante y se reducen los esfuerzos constantes.

Los chaflanes tienden a separarse de la superficie sobre las cuales se colocan debido a las diferentes edades de los concretos o morteros, para lo cual se recomienda utilizar un aditivo adherente en el mortero del chaflán.

#### RELLENO Y ENTORTADO

Cuando se tienen losas planas se requiere el empleo del relleno y entortado para lograr la pendiente mínima del 2% antes mencionada, estos rellenos generalmente a base de materiales ligeros, deberán compactarse a pisón para lograr una base firme, y cuando sea posible se podrá aglutinar con cal para lograr una mayor cohesión.

Se recomienda el empleo de materiales secos para este fin, en caso de que estuvieran excesivamente húmedos será necesario extenderlos para secarlos al sol antes de su colocación o bien instalar en los techos chimeneas ventiladoras para permitir la evaporación de la humedad, antes de la impermeabilización.



Los entortados deberán hacerse a base de mezclas que contengan cemento, para lograr una base firme donde pueda anclar el sistema impermeable. Con el objeto de lograr espesores menores en los rellenos puede considerarse la instalación de un número mayor de bajadas.

### JUNTAS DE DILATACION

Un problema a considerar en las azoteas es el de los movimientos de dilatación y contracción que sufren los materiales, determinados por los cambios de temperatura y humedad y que son mayores conforme aumenta la magnitud de la superficie, llegando a producir grandes fisuras que son notables inclusive por la parte interior de la losa.

Debemos considerar dos clases de juntas de dilatación para absorber estos movimientos, los que se refieren exclusivamente al recubrimiento o base de enladrillado y las que significan verdaderos cortes estructurales en las losas y sus apoyos.

Las juntas de dilatación para enladrillado pueden formarse desde la colocación del mismo o bien, pueden cortarse posteriormente formando entrecalles de una pulgada de ancho aproximadamente y cubriendo áreas de 32 M<sup>2</sup> aproximadamente (según experiencia), estas ranuras deberán rellenarse con selladores elásticos de buena resistencia a la intemperie.

Cuando se trata de juntas de dilatación estructurales éstas deberán calcularse de acuerdo con la naturaleza del terreno, las dimensiones del edificio, las temperaturas máximas y mínimas; los coeficientes de dilatación térmica de los materiales empleados, etc., es de hacerse notar que entre más largos sean los edificios, más posibilidades habrá de que cambie la consolidación de los terrenos, con lo cual se sumará al efecto de la dilatación térmica el de asentamientos diferenciales. Estas juntas de dilatación se pueden tratar con tapas de

metálicas de fuelle o flotantes en uno de sus extremos, también se pueden usar tapajuntas de materiales elastoméricos como el neopreno o el butilo, los cuales se adhieren a la losa mediante el uso de adhesivos epóxicos, el thiokol y el silicón se pueden emplear sin necesidad de usar adhesivos.

Por ningún motivo deben dejarse estas juntas sin protección especial, no debiéndose correr la impermeabilización sobre de ellas.

Cuando se trata de juntas de una pulgada o menos sobre fachadas, estas se pueden tratar con encamados a base de tiras de espumas flexibles, recubiertas con selladores de polisulfuro (thiokol), de silicón, acrílicos o poliuretano. Esta solución también se puede aplicar en fachadas a base de elementos precilados.

#### REMATES

Otro aspecto importante a considerar y al que pocas veces se le toma en cuenta es el llamado remate de impermeabilización que se presentan en los extremos de una carpeta impermeable. Podemos establecer que existen dos tipos principales de remates: Los que se efectúan sobre pretilas ó los que se efectúan directamente sobre las losas.

Cuando la impermeabilización remata sobre una losa es difícil lograr perfecta adherencia y ausencia de ondulaciones, por lo cual se requiere una solución para evitar este tipo de falla, la cual puede consistir en fijar la carpeta al elemento rígido por medio de alguna moldura metálica firmemente anclada, o bien en emplear un material textil bien adherido a las superficies con la ayuda de un adhesivo fuerte o de un cemento plástico. También se puede resolver ranurando a cierta altura la cara interior del pretil e introduciendo el final de la impermeabilización en dicha ranura, la cual se rellena ó pinta



riorment-e con un mortero adhesivo, o cemento plástico.

Otra solución puede ser la de dejar sin colocar una o varias hiladas del pretil doblando la impermeabilización sobre la hilada superior y colocando posteriormente el resto del pretil.

Este tipo de remates deben de combinarse con la idea de que la capa de refuerzo que baja desde el pretil, quede colocada sobre la impermeabilización, efecto que se conoce con el nombre de "flashing". En el caso de remates sobre losa, el cual se presenta frecuentemente en las construcciones de una o dos aguas, se puede emplear, el ya mencionado remate metálico pudiéndose lograr un efecto decorativo adicional.

También se puede emplear el remate a base de tiras de materiales textiles combinados con buenos adhesivos, o bien se pueden dejar sobre la losa desde el colado, ranuras en forma de "V" dentro de las cuales se rematan la impermeabilización y se recubre posteriormente con un mortero preparado a base de emulsiones asfálticas y arena.

#### TUBERIAS SUPERFICIALES QUE ATRAVIEAN LOSAS

Las tuberías de distribución que quedan sobre las losas causan graves problemas para la correcta colocación de la carpeta impermeable, ya que forman represas de agua e impiden la adherencia correcta de los refuerzos, para disminuir este problema debe evitarse colocar dichas tuberías directamente sobre la losa instalando bases que dejan un claro mínimo de 15 centímetros entre el acabado y las mencionadas tuberías.

Cuando las tuberías deban atravesar las losas se procurará colocar un refuerzo adicional a base de tiras o impermeabilizantes asfálticos de aplicación en frío que absorban los diferentes coeficientes de dilatación entre el concreto y el metal.

Cuando se trate de tuberías que transporten líquidos muy calientes por ejemplo: Chimeneas de gases de combustión, será necesario colocar un tapajuntas metálico en forma de cono truncado, soldado sobre la chimenea y flotante sobre el techo, si el techo es inclinado será necesario poner un anillo de mortero adhesivo sobre del tejado y cubierto por el tapajuntas.

#### BASES DE TINACOS Y TANQUES

Casi siempre se requiere que cuando menos un tinaco se coloque sobre los techos, esto ocasiona un punto de falla frecuentes en las impermeabilizaciones que se obstruye el libre escurrimiento de las aguas, además de que es frecuente que los tinacos se derramen.

Debe tenerse especial interés en colocar un refuerzo adicional sobre el protuberancia en forma de flashing y en instalar un remate eficiente para la impermeabilización de acuerdo con lo expuesto con anterioridad. Además debe evitarse que las bases de los tanques o tinacos quede sin salida a los eventuales escurrimientos que se acumulan en su interior, debiéndose impermeabilizar la parte del techo que queda debajo del tinaco, la cual debe tener también una pendiente adecuada. Es conveniente remarcar que estos elementos se coloquen antes de la impermeabilización y en caso de que esto no pueda ser posible, se instalen las bases correspondientes.

#### BASES PARA ANTENAS

Tal vez el enemigo número uno para las carpetas impermeables, sobre todo en las casas uni-familiares sean las antenas de televisión. Parece increíble que aún conociendo de antemano que no hay casa sin antena rara vez se proyecta una base adecuada y diseñada para su colocación. Esto da por resultado que SUEPRE se rompa la protección y se presenten las inevitables filtraciones. Es de recomen-

darse que en los edificios departamentales, se instalen antenas maestras y que en las casas uni-familiares se proyecte una pequeña base de concreto con un tramo de tubo de mayor diámetro que el de las antenas, para que en él se puedan telescopiar, y que además se establezcan sitios en los cuales puedan anclarse los tirantes sin dañar la impermeabilización. Esta base puede incluso colocarse sobrepuesta encima del techo.

#### ZONAS DE TRANSITO

Frecuentemente se presenta la necesidad de transitar de forma eventual o constante sobre las azoteas y en muchas ocasiones no se proyecta el recubrimiento-resistente que debe de llevar la impermeabilización en esa zona. Esto da por resultado un desgaste prematuro de la carpeta y la consecuente falla. Existen recubrimientos resistentes al tránsito en mayor o menor grado que deben especificarse para su colocación en las áreas mencionadas.

Entre las adecuadas para zonas de tránsito eventual podemos recomendar a los acabados elastoméricos, pastas reflectivas, lechadas adhesivas o fieltros prebricados.

Para las zonas de tránsito mediano existen acabados decorativos con alta resistencia a la abrasión, formulados a base de resinas adicionales con granulados minerales sumamente duros que le confieren buena duración aún con tránsito de personas.

Para las zonas de tránsito fuerte se deben emplear enladrillados o carpetas asfálticas de aplicación en frío o en caliente, cabe aclarar que las carpetas asfálticas de aplicación en caliente deben ser compactadas con equipos especiales, por lo cual su uso se ve limitado a techos fuertemente estructurados; pero que las carpetas de aplicación en frío o base de emulsiones asfálticas no

requieren compactación especial con lo cual se pueden colocar prácticamente sobre cualquier techo, teniendo la ventaja sobre el enladrillado tradicional de que verdaderamente aumenta la impermeabilidad del sistema, y de que son -- bastante más ligeras; cuando se decida emplear el enladrillado u otros materiales cerámicos, se deberán tomar en cuenta que mientras más compactos sean, mayores serán los efectos de las contracciones y dilataciones, por lo cual se estrellarán, más pronto, sino se diseñan las juntas constructivas necesarias.

#### PRETILES Y TRABES INVERTIDAS

Los pretiles son puntos de posible falla debido a que se forman mayores tirantes de agua en sus contrornos por lo cual deben de darse los tratamientos que ya fueron enunciados al hablar de remates y de chaflanes.

También debemos considerar que éstos elementos quedan totalmente desligados del resto de la construcción y esto dá por resultado la aparición de grietas a lo largo de toda la unión entre pretil y losa, para evitar esto, recomendamos que se prevea desde el diseño la liga de los castillos, columnas o estructuras del edificio con los de los mencionado pretiles, y que por encima de estos se coloque una dala armada aunque sea en forma ligera.

Cuando se requieren por diseño trabes invertidas sobre los techos, es de vital importancia que queden cubiertas por la impermeabilización, así mismo debe tomarse especial cuidado en los pasos de agua, debiendo ser estos de un diámetro mínimo de 1.5 pulgadas. con sus correspondientes rejillas para evitar el asolvamiento y que queden colocadas a la altura correcta, considerando los posibles rellenos entornados y enladrillados u otros recubrimientos.

#### GOTEROS

Es muy importante proyectar los goteros necesarios sobre todo en los techos

de caída libre, porque el agua se adhiere a las superficies y puede correr -- por ellas manchando los acabados. Los goteros deben tener un ancho libre mínimo de 1 pulgada y pueden construirse a base de molduras metálicas, o bien, en forma de ranuras sobre el techo del alero de las losas.

Debe evitarse que las losas con escurrimiento con caída libre se rematen en -- el mismo plano de los muros, aún de los laterales, ya que generalmente las -- losas se separan de las trabes o tabiques de soporte y es casi inevitable que se forme una grieta lateral y haya filtraciones, por lo antes expuesto se sugiere que se provean aleros en todos los frentes.

#### CANALONES Y CUMBRERAS

Los canalones generalmente se emplean solo en techumbres de lámina acanaladas y en este tipo de construcciones casi siempre se inundan estos canales durante las precipitaciones pluviales fuertes, derramándose el excedente hacia el interior, ello se debe principalmente a cuatro causas:

1o.- El lateral interior del canalón es de igual o menor altura que el exterior, se recomienda que sea mayor.

2o.- Las uniones o soldaduras de los canalones se hacen en puntos de bajada -- las bajadas ocasionando contrapendientes que hace que en esos puntos el tirante de agua rebase los niveles del canalón. Se sugiere que las soldaduras o -- remaches sean cercanos a las bajadas y que se soporten adecuadamente para evitar las flechas.

3o.- Los canalones se asolvan fácilmente, principalmente con hojas de árboles -- y ello ocasiona que se desborden fácilmente.

Se sugiere que los canalones sean cubiertos con una malla metálica que impida -- que la basura circule a través de ellos.



40.- Casi siempre los canalones se proyectan con las mismas dimensiones para todas las zonas del país, o bien se daje este detalle a criterio del montador y es muy frecuente comprobar la insuficiencia de ellos, se recomienda se tomen en cuenta las máximas precipitaciones pluviales en cada zona para diseñar las dimensiones correctas de ellos las cuales deberán quedar indicadas en los planos.

### CUMBRERAS

En muchas techumbres industriales o comerciales se requiere ventilación por el techo y esto origina la necesidad de instalar cumbres, ocasionando que haya grandes entradas de agua cuando hay lluvia con vientos fuertes. La solución ideal a este problema sería la colocación de persians por ello no siempre se utiliza por el factor costo.

Es de recomendarse que cuando esto no sea posible, se exija que el área sobrevolada de la techumbre sea cuando menos del doble de la altura de la misma sobre el techo, o aún mayor en zonas de vientos fuertes.

Podemos señalar que este problema es crítico en las techumbres de arcos ya que las láminas superiores quedan casi horizontales y el agua regresa fácilmente, en este aspecto hay menos problemas en entrada de agua en techumbres rectas de dos aguas.

### ASPECTOS DE INCUMBENCIA DIRECTA DEL CONSTRUCTOR

#### Textura de Superficie

El acabado de las superficies es de suma importancia para lograr una buena base que permita la correcta colocación de las carpetas impermeables. Las superficies muy accidentadas provocan que las carpetas impermeables no se puedan amoldar debidamente, quedando zonas huecas que posteriormente se pueden romper con facilidad, o que promuevan la aparición posterior de burbujas al calentarse.

las pendientes se ocasionan encharcamientos de agua que vuelven crítico el funcionamiento del impermeabilizante y facilita la aparición de humedades en esas zonas.

En algunas ocasiones no se detallan lo suficiente los techos dejando puntas de varillas salidas innecesariamente, restos de mezclas endurecidas, bajadas enterradas, concretos mal vibrados, juntas frias mal resueltas, manchas grasosas o aceitosas, lechadas o resanes con poca adherencia, alto grado de humedad, etc. etc., todo lo cual contribuirá a impedir, el logro de una carpeta impermeable eficiente.

#### COORDINACION Y SECUENCIA DE OBRA

Este aspecto reviste vital importancia ya que con mayor frecuencia de la deseada se observa que los trabajos de impermeabilización se ven dañados por otros trabajos que debieron ejecutarse en tiempos diferentes. Es recomendable que los trabajos de plomería, colocación de ductos eléctricos, de tinacos, de bases, bajadas pluviales, colocación de empotrados, etc. etc. se ejecuten antes de iniciar la impermeabilización. Igualmente se recomienda que operaciones tales como la construcción de elementos adicionales en, las azoteas o que impliquen alguna posibilidad de daño sobre la carpeta impermeable, se ejecuten posteriormente a la colocación del acabado resistente al tránsito.

#### MANEJO DE MATERIALES

Debemos de recomendar que los materiales para impermeabilizar se almacenen perfectamente a cubierto de la lluvia, procurando que su aplicación se sujete a las recomendaciones de los fabricantes, tratando de que no sean dañados indebidamente para que se obtenga el mejor funcionamiento.

Deberán observarse cuidadosamente las precauciones que se recomiendan para su manejo seguro. Así mismo, se tratará de evitar el almacenamiento de otros materia-

les sobre las carpetas impermeables, inclusive, la fabricación de mezclas, el tránsito de carretillas, y la fijación de clavos sobre las mismas, esto último sucede muy frecuentemente durante la colocación de los enladrillados.

#### MANO DE OBRA DE IMPERMEABILIZACION

Podemos asegurar que los mejores materiales de fabricación darán un pobre resultado si no se cuenta con la mano de obra experta y calificada para su colocación, esto toma mayor importancia cuando se trata de impermeabilización.

Frecuentemente se otorgan los contratos de instalaciones basadas más en el precio aparentemente bajo que ofrece un contratista inexperto y quizás inmorral, que en la experiencia y ética de una compañía seria. Ello da por resultado que los precios bajos desemboquen en incumplimiento de las especificaciones, alteración de los materiales y colocaciones inadecuadas, sin la supervisión y detalle necesario, y es así como esos precios aparentemente bajos generarán graves y caros problemas que pueden llegar a valer tanto como la impermeabilización completa y la reparación adicional de los acabados dañados.

Hacemos pues hincapié en que se seleccione cuidadosamente al personal que instalará la impermeabilización y que aceptemos de una vez por todas, que no es posible que alguien pueda hacer un buen trabajo a un costo por debajo del análisis de precios unitarios.

Con esto damos por concluído este tema esperando que los aspectos que hemos comentado les sean de utilidad en sus futuros proyectos.

## PARTE NO. 2

### © MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

① El presente tema tratará de los diversos productos, que se emplean para impermeabilizar diferentes elementos de construcción, estos tienen la cualidad principal de impedir el paso del agua a través de las películas que forman, sin embargo esta no es la única característica pues existen otras que son de mucha importancia, por ejem. deben ser dúctiles, tener cierta elasticidad y plasticidad, deben ser resistentes al envejecimiento, o la intemperie, y tal vez al tránsito; no deben escurrir a temperaturas ambientes máximas, debe ser fácil su instalación, tener buena adherencia sobre los substratos, precio razonable, etc.

Todas estas son características que deben reunir estos materiales para que su uso se justifique en las construcciones, un intento serio de medir las propiedades y así establecer niveles de calidad, se ha hecho por American Society For Testing and Materiales (A.S.T.M.), que ha desarrollado normas de calidad para estos materiales:

Estas y otras normas han sido establecidas para definir con toda claridad la calidad de un impermeabilizante determinado, con las cuales el constructor puede establecer requerimientos y comparaciones, y así solicitar a proveedores ó contratistas materiales

que cubran las normas de calidad correspondientes.

Al solicitar impermeabilizantes, que cubran especificaciones, se está dando el primer paso, para obtener mejores impermeabilizaciones ya que al menos no habrá fallas motivadas por mala calidad del material.

Para el estudio de los materiales impermeabilizantes los hemos dividido en dos grandes grupos que son: Bituminosos y no Bituminosos.

Los Bituminosos están fabricados a partir de asfaltos de petróleo ó bien de alquitrán de hulla; en el caso concreto de México, el asfalto es especialmente abundante y el alquitrán de hulla bastante escaso, por lo cual prácticamente solo se emplea el asfalto para la fabricación de impermeabilizantes.

Los bituminosos se pueden subdividir por su forma de aplicación, ya que ésta se puede efectuar en caliente, en frío, en forma pre fabricada y/o con combinación de estos tres.

También se pueden subdividir de acuerdo con su función en un sistema impermeable completo, lo cual se muestra en seguida:

\*Aclaremos que las fibras de vidrio sin impregnar no llevan material asfáltico pero como se emplean en conjunción con esto en los sistemas, por facilidad la dejamos incluida en este grupo. - En seguida pretendemos explicar el uso de cada material y describir las principales características que deben poseer:

CEMENTO PLÁSTICO.- Son maslosque asfálticos que se emplean en el calafateo de grietas y zonas críticas.

Las características que deben reunir estos materiales son las siguientes:

VEHICULO.- Solvente en pequeñas cantidades para que no se produzcan resecamientos ni contracciones fuertes.

CONSISTENCIA.- Pasta espesa no escurrible, aplicable a espátula.

DUCTILIDAD.- Alta, pues debe soportar movimientos en grietas y juntas.

RESISTENCIA AL INTEMPERISMO.- Muy buena, pues algunas veces quedan expuestas a la intemperie, por ejemplo, cuando se usa para tornillos en techos de lámina ó para trabajos de mantenimiento.

De hecho estos materiales nunca deben de perder su ductilidad.

BASE IMPRIMADORA EN SOLVENTES: Son líquidos de color negro que se emplean como base "tapa poros" en superficies por impermeabilizar, sirven también para asegurar la adherencia de las capas subsecuentes.

#### CARACTERISTICAS NECESARIAS.

VISCOSIDAD.- Muy baja, pues debe penetrar lo más posible en la porosidad de la superficie.

SECADO.- Rápido para que no se interrumpen demasiado los trabajos de impermeabilización.

ADHERENCIA EN HUMEDO.- Debe lograrse una adherencia buena, porque generalmente las losas de concreto tienen un alto contenido de humedad, puesto que la mayoría de los solventes empleados no

son compatibles con el agua, es necesario que la fórmula contenga solventes aditivos que contrarresten este inconveniente.

BASE IMPRIMADORA EN EMULSION ACUOSA.- Es un líquido café oscuro que tiene el mismo uso y características que la base imprimadora en solventes, pero con la ventaja de que se penetra más en el concreto húmedo debido a que el vehículo adelgazador es agua en lugar de solventes derivados del petróleo, con lo cual se logra también un manejo menos peligroso, si bien su secado es un poco más lento.

REVESTIMIENTO IMPERMEABLE DE APLICACION EN CALIENTE.

Desde mediados del siglo pasado tomó gran popularidad el uso de asfalto soplado u oxidado para impermeabilización de techos, ya que para un mismo punto de reblandecimiento se obtiene mayor ductilidad en asfalto oxidado que en los asfaltos endurecidos exclusivamente por destilación con arrastre de vapor, lo cual se traduce en mayor resistencia al agrietamiento motivado por los cambios de temperatura y por los movimientos de los techos.

Las características más notables y sencillas de medir un asfalto son el punto de reblandecimiento y la penetración.

El punto de reblandecimiento, mide la temperatura a la que el asfalto escurre, condición muy importante para definir que tipo de asfalto oxidado se requiere para determinadas inclinaciones de techos y temperaturas ambientes, obviamente para mayor inclinación





La penetración es una medida muy importante por que está directamente relacionada con la ductilidad del material, es decir con la propiedad de estirarse sin romper la continuidad de la película, lo cual producirá grietas en el sistema impermeable y permitirá el paso del agua. Generalmente un asfalto con mayor punto de reblandecimiento tiene menor penetración (menos ductilidad), por lo cual es conveniente emplear asfalto con la mayor penetración posible, procurando que no disminuya el punto de reblandecimiento para evitar que la carpeta impermeable se escurra e inutilice la impermeabilización. Cuando se utilicen estos productos es muy importante, no sobrecalentar ni recalentar el material ya que en ambos casos se eliminan aceites plastificantes provocándose un degradamiento en las características y propiedades del asfalto, lo que origina un envejecimiento prematuro del material, por lo que es necesario disponer del equipo adecuado de calentamiento como son las calderas para este fin, que disponen de termómetros, aislamiento térmico, etc.

Estos datos corresponden a las especificaciones ANAFIM RAC -005-72. Los usos específicos de cada tipo de asfalto oxidado dependen de la pendiente del techo, de; las máximas temperaturas, del calor, peso y tipo de acabado, etc.; Pero en términos generales podemos decir que el tipo A solo debe utilizarse en techos con pocas pendientes en climas extremadamente fríos (no en México).

El tipo B en techos con poca pendiente en climas fríos (en muy pocas regiones de México), El tipo C en techos con pendientes hasta

.....6

de 50° en climas templados o con pendientes pequeñas en clima cálido, y el tipo D en techos con pendientes fuertes en clima cálido. De lo anterior se desprende que para las condiciones de nuestro país el tipo C debe ser el de uso general, y solamente en casos extremos se deberá emplear el tipo D.

Los asfáltos oxidados de aplicación en caliente pueden mejorarse dándoles mayor ductilidad mediante un proceso de oxidación catalítico, haciéndoles más elásticos mediante la incorporación de hules sintéticos, ~~o~~ confiriéndoles mayor resistencia al intemperismo mediante la incorporación de ciertas cargas minerales, sin embargo se recomienda a los técnicos especificadores que constaten que esas adiciones se efectúen en fábricas debidamente instaladas y bajo control químico, porque cuando se hacen en forma empírica generalmente degradan la calidad del revestimiento asfáltico.;

Consideramos que la impermeabilización con asfalto oxidado de aplicación en caliente seguirá siendo por muchos años la alternativa más económica para impermeabilizar, y que siguiendo los lineamientos de instalación correctos, bajo un sistema impermeable fuerte y completo, resuelve con éxito la protección de muchos tipos de techos.

#### REVESTIMIENTOS IMPERMEABLES DE APLICACION EN FRIO, BASE EMULSION ACUOSA.

Estos revestimientos impermeables reúnen notables ventajas entre las que mencionamos las siguientes:

.....7

Se obtiene listo para usarse, no es necesario calentarlo previamente.

Son flexibles a bajas temperaturas y no escurren en las condiciones más extremas.

Adhieren sobre todo tipo de materiales, húmedas o secas.

Funcionan sobre pendientes con cualquier inclinación, aún verticales.

Su manejo es sencillo y exento de peligros.

Se pueden aplicar en forma manual o equipo neumático.

Conservan sus propiedades por largo tiempo, aún en exposiciones directas al intemperismo.

Se pueden emplear solos o combinados con membranas de refuerzo para obtener sistemas multi-capas.

Las limitaciones de estos productos son las siguientes:

No son recomendables para servicios de inmersión muy prolongada ó continua.

Requieren de 4 a 8 horas de tiempo de secado por capa, su costo es algo mayor que los revestimientos de aplicación en caliente, pero tiene ventajas que en algunos casos los justifican ampliamente.

..... 8

REVESTIMIENTOS IMPERMEABLES DE APLICACION EN FRIO EN BASE DE SOLVENTES ORGANICOS.

Revestimientos impermeables de aplicación en frío base solventes.

Se clasifica dentro de este grupo a todos aquellos productos impermeabilizantes que se aplican directamente del envase y cuyo vehículo es un solvente y también recibe el nombre de impermeabilizantes rebajados. Estos impermeabilizantes son productos asfálticos mejorados con la adición de fibra de asbesto, elastómeros y rellenos minerales que alargan su vida y permiten que formen capas con una gran resistencia al agrietamiento producido por los efectos de la intemperie.

Los impermeabilizantes rebajados forman películas flexibles y sumamente impermeables con características de gran adhesividad, lo que permite que se utilicen no sólo como impermeabilizantes en sistemas nuevos, sino también como productos para rejuvenecimiento en sistemas ya aplicados y que puedan tener cierto deterioro y soporte a inmersión continua.

MEMBRANAS DE REFUERZO.

Las membranas de refuerzo se aplican en sistemas impermeables generalmente en forma de sandwich entre dos capas de revestimiento

to impermeable, lográndose con esto impermeabilizaciones más gruesas, resistentes e impermeables al paso del agua.

Las membranas de refuerzo instaladas como componentes de un sistema, cubren las siguientes funciones:

- 1.- Aumentan la impermeabilidad del sistema protectos.
- 2.- Permiten la aplicación de capas sucesivas de revestimientos impermeable.
- 3.- Aseguran un espesor mínimo a la carpeta impermeable.
- 4.- Aumentan la resistencia del sistema impermeable a los esfuerzos mecánicos.
- 5.- Retrasan el avance de las grietas superficiales hacia la losa.

Las diversas membranas de refuerzo que se obtienen en el mercado Mexicano, cubren las funciones enumeradas y nuestro criterio es que dichas membranas son elementos recomendables en un buen sistema de impermeabilización.

En el mercado nacional existen diferentes tipos de membranas, teniendo entre ellas a las elaboradas a base de fibras de celulosa madera, el algodón y fibras sintéticas, con los que se forman fieltros laminados que se saturan con asfalto y se utilizan como elementos de refuerzo con impermeabilizantes de aplicación en caliente.



.....10

Existen también membranas de filamentos de fibra de vidrio que se saturan o no con asfalto y que se utilizan como refuerzo en impermeabilizaciones de aplicación en caliente ó en frío.

### PREFABRICADOS

Los materiales prefabricados contienen tres de los elementos enunciados para un sistema impermeable, en un solo conjunto, ya que cuentan de un fieltro de celulosa o fibra de vidrio recubierto con asfaltos estabilizados, terminando o no con gravillas minerales opacas y decorativas.

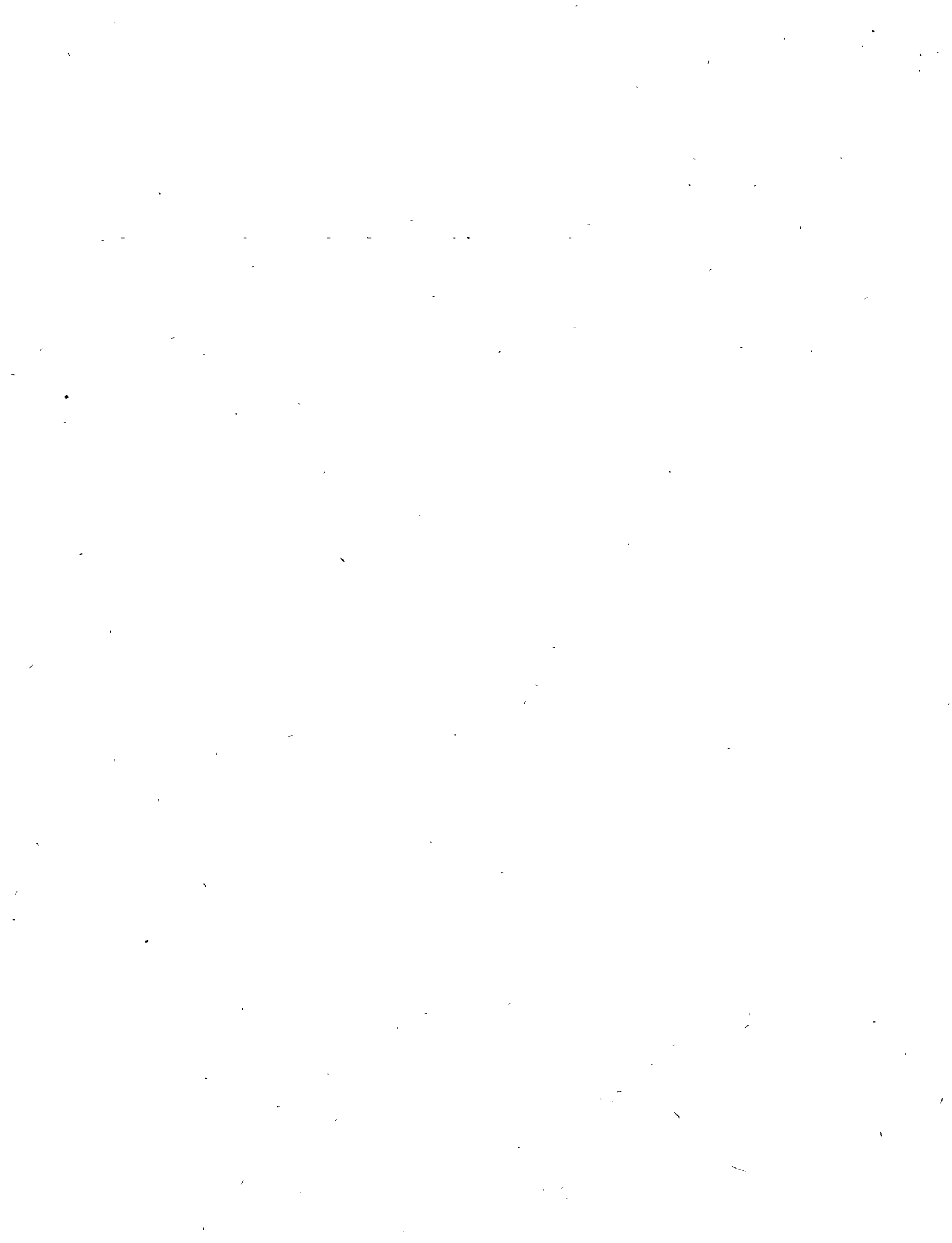
De acuerdo con las necesidades del diseño se pueden colocar como capas intermedias o de acabado.

### ACABADOS

Los acabados son un elemento fundamental en impermeabilización y con mucho acierto se ha dicho que la vida útil del acabado es la vida del sistema impermeable.

Lo anterior es comprensible si se considera que los techos de una construcción son, la parte que más severamente es atacada por el intemperismo y por los destructores rayos ultravioletas de la luz solar también debe considerarse que los materiales asfálticos, principalmente los de aplicación en caliente, son muy poco resistentes a la acción de la intemperie, por lo cual no es recomendable que queden directamente expuestos, por ello debe procurarse mantener siempre en

b





.....11

condiciones, el acabado de cualquier impermeabilización.

Los acabados para impermeabilización deben ser de colores claros, con el objeto de que los techos se calienten lo menos posible, lográndose con esto que los interiores se mantengan más frescos y que la vida útil de la impermeabilización se vea incrementada.

Los acabados más frecuentes para terminar sistemas de impermeabilización son los siguientes:

- 1.- Gravillas naturales o pigmentadas.
- 2.- Pinturas Bituminosas color aluminio.
- 3.- Pintura elastoméricas blancas o en colores.
- 4.- Pastas reflectivas
- 5.- Papel aluminio
- 6.- Enladrillado u otro recubrimiento cerámico
- 7.- Pavimentos asfálticos, en frío o caliente.
- 8.- Recubrimientos elastoméricos con alta resistencia a la abrasión.
- 9.- Acabados prefabricados

- 1.- LAS GRAVILLAS NATURALES O PIGMENTADAS, son muy interesantes por su naturaleza inorgánica que les confiere alta resistencia al intemperismo, lográndose una vida útil amplia, sin embargo, debe hacerse notar que entre partícula y partícula hay intersticios



en los cuales queda expuesto el asfalto al ataque de los elementos, además de que estas gravillas generalmente tienen algún contenido de humedad por lo que al aplicarse en asfalto caliente hay anclaje pobre lo cual ocasiona que posteriormente las gravillas se desprendan y queden calvo el recubrimiento impermeable. Para evitar estos problemas se recomienda aplicar una capa de acabado adicional sobre la base de gravillas, con lo cual se cubrirán los intersticios y se fijarán entre sí mismas, evitando que se desprendan.

2.- LAS PINTURAS BITUMINOSAS, de color aluminio son un acabado muy fácil de instalar, por lo cual son ideales para trabajos de mantenimiento continuo. Tienen una vida útil del orden del 1 a 3 años dependiendo de su calidad y deben ser renovados frecuentemente, no se recomiendan para techos con tránsito, su reflectividad es de primera clase.

3.- LOS RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS, son muy decorativos y durables, pero deben de tener ciertas características para asegurar buenos resultados.

No se deben aplicar directamente sobre asfalto de aplicación en caliente, sino sobre una base previa de gravilla o fibras ancladas al asfalto, pueden ser aplicados en forma directa sobre algunos recubrimientos de aplicación en frío.

.....13

Deben formar películas con buena elasticidad y estar formuladas con resinas exentas de plastificantes volátiles para que no se rigidicen rápidamente con la exposición directa al sol. Un acabado que cumpla las anteriores consideraciones, aplicado con un rendimiento del orden de  $0.5L/M^2$ , tendrá una duración adecuada, soportando bien el tránsito eventual.

4.- LAS PASTAS REFLECTIVAS, se fabrican a partir de cal, cemento blanco y un ligante a base de resinas emulsionadas que les confiere cohesión y buena adherencia.

Estas pastas son durables y económicas por lo cual su uso se ha extendido bastante. Son resistentes al intemperismo y soportan bien el tránsito eventual.

Por ser rígidas, pueden aparecer ligeras fisuras, pero no crean fallas de impermeabilidad.

5.- EL PAPEL DE ALUMINIO, se emplea algunas veces para recubrir impermeabilizaciones, ya que tiene buen poder reflejante y es resistente al intemperismo, sin embargo su uso se ha visto limitado por su pobre adherencia al asfalto, que ocasiona rápidos desprendimientos y roturas que dejan al descubierto al asfalto en un tiempo muy breve.

6.- EL ENLADRILLADO, es el recubrimiento de azoteas tradicional en nuestro país, y es un magnífico elemento protector para impermeabilizar.



.....14

lizaciones, entre sus cualidades podemos enumerar las siguientes: Decorativo, da un buen aislamiento al calor, es resistente a la intemperie, al tránsito frecuente, etc.

Cuando el ladrillo se coloca cuidadosamente sobre una impermeabilización, sin dañar a esta, se puede asegurar que la impermeabilización tendrá una vida útil prolongada.

Sin embargo en la práctica se observa que los enladrilladores destruyen la carpeta impermeable, casi en forma inevitable, con lo cual las filtraciones se manifiestan en seguida: la práctica de fijar los hilos de nivel con clavos directamente sobre la superficie, la de palear mezcla sobre la azotea, la de hacer pilas de ladrillos ó de transitar con carretillas sobre las impermeabilizaciones, producen daños que rompen la continuidad del sistema y se presentan las molestas húmedades. Es muy importante llamar la atención sobre el anterior punto, para así poder lograr una mayor colaboración entre los ingenieros residentes, albañiles e impermeabilizadores, que redunde en trabajos más seguros, mejor coordinados y ejecutados.

7.- En los últimos tiempos han ido adquiriendo mayor importancia los pavimentos asfálticos, como acabados para impermeabilización, son verdaderos sustitutos del enladrillados, ya que soportan tránsito pesado, aún de vehículos, y su vida útil es muy prolongada,

es muy prolongada, estos acabados se aplican con espesores mínimos de 1 cm.

Se aplican a base de emulsiones asfálticas con agregados de granulometría controlada y cemento portland, colocándose sobre el techo por medio de maestras y emparejando con reglas de madera, en la misma forma en que se cuele un piso de concreto, pudiéndose obtener acabados finos ó ásperos.

Como estos acabados son colocados por el mismo instalador de la impermeabilización, se logra una garantía total sobre la impermeabilidad del techo, ya que se elimina la posibilidad de que durante el enladrillado se dañe la impermeabilización.

Creémos que este tipo de acabados se irá aplicando cada vez más, por las ventajas que poseé. Opinamos que estos acabados son magníficos sustitutos del ladrillo, pero no consideramos que deben emplearse como impermeabilización única, pensamos que se obtendrá un funcionamiento óptimo, colocandolos siempre sobre un sistema de impermeabilización completo que contenga todos los elementos requeridos.

8.- RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS CON ALTA RESISTENCIA A LA ABRASION, en los últimos tiempos se han venido desarrollando algunos recubrimientos tipo pintura, que llevan en su formulación agregados de muy alta resistencia a la abrasión, con lo cual, se obtienen superficies que no se desgastan fácilmente con el tránsito de personas,





.....16

estos revestimientos especiales superan a otro tipo de materiales semejantes, en cuanto a su resistencia al tránsito, además son de muy alta duración y se instalan fácilmente, teniendo también la característica de poderse colocar prácticamente en cualquier color.

9.- ACABADOS PREFABRICADOS, la característica de estos acabados es que son sumamente resistentes a la intemperie, y de color uniforme, son fáciles de colocar y dan buena impermeabilidad a los sistemas en los que se aplican.

#### SISTEMAS IMPERMEABLES

Como se ha mencionado en la parte anterior de la plática se ha establecido que los sistemas impermeabilizantes deben constar con un mínimo de tres componentes principales que son:

- 1.- PRIMARIO O BASE ADHERENTE
- 2.- CARPETA IMPERMEABLE
- 3.- ACABADO.

El primario tendrá por objeto sellar la porosidad y las partículas de polvo sueltas en la superficie, la carpeta impermeable será la verdaderamente responsable de la impermeabilidad del sistema, estas carpetas están formadas por,

CAPAS ALTERNADAS DE REVESTIMIENTOS Y MEMBRANAS DE REFUERZO.

Se acepta generalmente que a mayor número de capas se obtiene más seguridad y mayor duración lo cual, es relativamente cierto cuando se comparan entre sistemas a base de los mismos materiales, sin embargo debe de considerarse también que existen materiales de mejor funcionamiento con los que se obtienen óptimos resultados a espesores menores, podemos establecer que un material más elástico, dúctil, e impermeable y resistente al envejecimiento, dará un funcionamiento equivalente con menor espesor. Los acabados como ya mencionamos también, tienen por función proteger a la carpeta impermeable contra el ataque del intemperismo, y el ataque físico por el uso inadecuado e imprevisto a que se somete esa carpeta.

Una vez establecidos los componentes de los sistemas de impermeabilización, intentaremos clasificarlos en tres grupos:

- 1.- DE APLICACION EN FRIO
- 2.- DE APLICACION EN CALIENTE
- 3.- DE APLICACION MIXTA.
- 4.- PREFABRICADOS

Las características de cada tipo de sistemas son las siguientes:

LOS DE APLICACION EN FRIO.

Se efectúan partiendo de materiales listos para usarse, sin necesidad de calentarlos.

Los materiales de aplicación en frío adhieren firmemente sobre todo tipo de superficies, en algunos casos aún estando húmedos, lo cual reduce la posibilidad de que se presenten las tan comunes burbujas y desprendimientos, algunas veces aparecen cuando se trabaja con superficies con alto contenido de humedad.

Otros aspectos interesantes es que los refuerzos que se emplean para aplicaciones en frío son generalmente ductiles y flexibles, lográndose trabajos mejor adaptados a las sinuosidades de las superficies.

Otra ventaja muy importante de estos sistemas de aplicación en frío, es que no se escurren sea cual fuera la inclinación de las superficies o la temperatura de operación y que tampoco se cristalizan.

Debemos mencionar que estos sistemas son muy resistentes al intemperismo y al envejecimiento natural, manteniéndose impermeables, flexibles y ductiles durante muchos años.

CONCLUSIONES:

Los impermeabilizantes en frío son sumamente ventajosos en la mayoría de los casos, ya que su instalación es rápida y sin molestias, además de que tienen gran efectividad y larga duración.

Por otra parte, estos materiales son bastante indicados para trabajos de mantenimiento local, ya que por su facilidad de aplicación pueden ser instalados con personal que tenga poco entrenamiento.

#### LOS DE APLICACION EN CALIENTE

Los sistemas de impermeabilización, que se aplican en caliente, tienen la ventaja de ser económicos, además forman carpetas fuertes y resistentes a la penetración, resisten el tránsito y el uso rudo que suele existir en algunas obras en construcción, por estas razones es recomendable su uso en techos que serán recubiertos con enladrillados, además de cualquier otro tipo de obra en los que se requiere una buena protección a bajo costo, otra ventaja de estos materiales es que son excentos de solventes.

Para que estos materiales se puedan aplicar en forma adecuada deben de ser calentados hasta que se fundan, sin embargo la temperatura del calentamiento no debe ser superior de 220°C., por que se degrada, tampoco debe recalentarse el material durante más de 10 ls. por que se logra un efecto similar, debemos señalar que estos materiales no adhieren sobre superficies húmedas.

#### CONCLUSIONES

Los procedimientos de impermeabilización a base de asfaltos oxidados aplicados en caliente están llamados a perdurar en la industria

de la construcción mientras no se encarezcan demasiado los derivados del petróleo requeridos para su obtención.

### 3.- SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACION DE APLICACION MIXTA.

Estos sistemas consisten en la combinación de aplicaciones de sistema de impermeabilización en caliente terminado con una capa superior de impermeabilizante en frío, con lo cual se logran conjugar las ventajas de ambos procedimientos, que son obtener fuerza y resistencia al mal trato que confiere la impermeabilización en caliente, protegida por un recubrimiento en frío, que soporta el intemperismo y el envejecimiento, simultáneamente se fijan mejor las gravillas y se pueden terminar bien varios detalles que son fundamentales para asegurar la eficacia de la impermeabilización, tales como; pretilas, bajantes pluviales, tuberías, etc., por otro lado se logra: una cubierta superior, sumamente resistente al agrietamiento.

Por lo anterior se explica que con los sistemas mixtos se obtienen carpetas impermeables, seguras y durables.

### 4.- SISTEMAS A BASE DE PREFABRICADOS

Estos sistemas tienen la ventaja de poseer un espesor uniforme - controlado en fábrica, con lo cual se obtiene protección adecuada en todos los puntos recubiertos.

Es indicado para recubrir superficies de baja temperatura, hasta de 60°C sin riesgo de escurrimiento.

Además debemos mencionar que el acabado granulado en colores, se aplica en fábrica, lográndose un aspecto decorativo de larga duración.

Este tipo de sistemas se pueden fijar sobre la superficie por medios mecánicos o por medio de adhesivos asfálticos en frío o caliente con bastante rapidez. Es recomendable colocar membranas de refuerzo adicionales, cuando estos sistemas se apliquen en losas planas.

#### IMPERMEABILIZANTES NO BITUMINOSOS

Todo lo que hemos mencionado anteriormente se refiere a impermeabilizantes de índole asfáltico sin embargo, debemos indicar que existen otros impermeabilizantes de distinta base los cuales podríamos dividir en:

ELASTOMERICOS, que pueden ser líquidos o ya en membranas prefabricadas. Otro grupo sería el formado por los materiales rígidos, cerámicas, materiales rígidos laminados tales como las tejas, las láminas metálicas, que pueden ser de cobre, fierro o aluminio y un tercer grupo estaría formado por los materiales de capilaridad negativa o hidrofugos en los cuales podríamos señalar dos grupos.

De entre los silicones para impermeabilizaciones superficiales y los superficiales verticales y el de los impermeabilizantes integrales formados a base de jabones metálicos.

LOS ELASTOMERICOS LIQUIDOS, son los productos que se aplican por medio de brocha o equipo de aspersion sobre las superficies.

Algunos de ellos curan por evaporación de solvente y algunos otros por reacciones químicas significando que son cien por ciento sólidos.

Estos materiales son de magníficas propiedades generales por ejemplo: los que son a base de neopreno hypalon, poliuretanos o hule clorado, que se emplean con éxito en el acabado de albercas. Tienen alta resistencia al intemperismo y una gran elasticidad. Sin embargo su uso en techos es bastante limitado debido al muy alto precio del producto.

LOS ELASTOMERICOS, que se presentan ya en forma de membranas prefabricadas tales como las de hule butilo, P.V.C. o similares, sin embargo, tienen el inconveniente de que es sumamente difícil sellar los traslapes entre membrana y membrana, además como las superficies no son totalmente planas sino que hay algunas irregularidades, se forman pequeños olanes durante su colocación que son prácticamente

te imposibles de pegar en forma eficiente, el resultado es que aunque a través de la membrana no logre pasar el agua, pasará por el traslape, ocasionando muy serios problemas por esta razón el uso de estos materiales se deberá encargar a compañías muy especializadas en este tipo de trabajos.

En el grupo de los materiales rígidos cerámicos, tenemos por ejemplo a las tejas, que en algunas épocas se han usado como impermeabilizantes únicos de los techos pero que debido a que se rompen y desacomodan fácilmente con el aire, se considera que su uso debería de destinarse a fines únicamente decorativos y de protección contra la intemperie, y lo correcto sería colocar debajo de las tejas una impermeabilización formal, como sucede en otros países.

Láminas metálicas de cobre, como ejemplo: la aplicación en el Palacio de los Deportes de esta ciudad. Se pueden lograr efectos decorativos muy interesantes y de muy alta duración, sin embargo debemos señalar que su colocación significa una verdadera obra de arte ya que deben de soldarse con todo cuidado los traslapes oblicuos, además deben de hacerse resortes muy finos y su costo es muy elevado, sin embargo se logran buenos resultados con este material.



No es lo mismo cuando se usan láminas de fierro, aún cuando esté galvanizado, porque existen puntos, sobre todo donde se daña el galvanizado a la hora de egargolado los traslapes, que inevitablemente se oxidan, se corroen, y que dan puntos de penetración al agua, lo más grave de este tipo de recubrimientos, es que posteriormente el agua se almacena debajo de ellos, y sigue lloviendo muchos meses después de que pasan las temporadas de lluvias, recomendamos, que estos acabados sean tratados con mucho cuidado, cuando decidan usarse como impermeabilizantes.

3.- El tercer grupo que mencionamos son los materiales de capilaridad negativa.

Estos materiales no forman verdaderas películas sobre los materiales que protegen, sino que su acción, consiste en invertir la capilaridad de las porosidades de tal manera que de ser afines hacia el agua sean repelentes hacia ella, por lo cual habrá cierto rechazo al agua que esté en contacto con esa superficie, naturalmente que el agua será rechazada en tanto que la presión que la empuja hacia dentro no supere a la fuerza de repelencia.

Estos materiales de capilaridad negativa, hay que considerarlos a su vez, en dos grupos, formado por:



### SILICONES REPELENTES

Los cuales se emplean para proteger superficies verticales de la entrada de agua de la lluvia, queremos hacer hincapie en que estos repelentes a base de silicones, no son para impermeabilizar techos, puesto que ahí se acumulan tirante de agua con presiones suficientes para vencer a la repelencia de los silicones, deban emplearse exclusivamente en fachadas en las cuales se tengan acalados a base de materiales absorbentes, con la limitación de que los poros de dichos materiales deben de ser de tamaño capilar, si son poros son grandes entonces, la acción de los silicones se ve bastante disminuída y entonces el agua será absorbida hacia los interiores.

El segundo grupo de estos materiales es formado por los impermeabilizantes integrales, que generalmente están formado a base de jabones metálicos.

Estos materiales se usan como aditivos para el concreto, más conocidos como impermeabilizantes integrales, lográndose morteros o concretos que tienen toda su porosidad interior recubierta de estos jabones metálicos, con lo cual se disminuye grandemente la absorción del agua, hacemos hincapie en que estos materiales tampoco son una solución completa en losas de concreto, ya que ahí el agua no entrará exclusivamente por la porosidad que queda en el concreto, sino

que también penetra a través de las fisuras capilares y todos los detalles constructivos que componen la losa, independientemente de que en ellos invariablemente se presentan agrietamientos posteriores al colado, por la hidratación natural del cemento o bien por los asentamientos de las construcciones, así que los impermeabilizantes integrales son adecuados para disminuir en alto grado la absorción de agua a través de cimentaciones, en muros de concreto, cisternas, etc.

Una vez mencionados los diferentes materiales impermeabilizantes, y explicada la forma de combinarse para lograr lo que se llama un sistema impermeable, tal vez nos convenga señalar un sistema de impermeabilizante tipo. Por ejemplo:

- 1.- Limpieza y preparación de la superficie, eliminando materiales sueltos o mal adheridos.
- 2.- Calafateo de zonas críticas, tales como: juntas, diafranes, bajadas, tuberías, etc. empleando cemento plástico.
- 3.- Aplicación de una mano de imprimador sobre toda la superficie.
- 4.- Colocación de una capa de revestimiento impermeable en frío o caliente, a razón de 1.5 Lt./M<sup>2</sup>.
- 5.- Colocación de una membrana de refuerzo, con traslapes mínimos de 10 cm.
- 6.- Aplicación de una segunda capa de revestimiento impermeable de aplicación frío o caliente de 1.5 Lt./M<sup>2</sup> ó 1.5 Kg/M<sup>2</sup>.



.....27

**7.- Aplicación del acabado elegido.**

Usted podrá observar que, en estas especificaciones se hayan contenidos todos los elementos que hemos indicado como necesarios para lograr una impermeabilización que verdaderamente cumpla sus funciones.

Sabemos que la información que hemos transmitido a ustedes en esta ocasión no incluye todos los materiales y todas las posibilidades que hay respecto a la impermeabilización sin embargo deseamos sinceramente que lo que aquí expuesto les sea de utilidad, quedamos a sus órdenes para tratar de resolver en conjunto con los miembros de la mesa aquí presentes, las dudas ó preguntas que ustedes tengan a bien hacernos.

**Muchas Gracias.**





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



RESIDENTES DE CONSTRUCCION

TEMA: CONCRETO REFORZADO Y CONCRETO PRESFORZADO.

PROFESORES: ING. FRANCISCO ROBLES F.  
ING. JOSE MA. RIOBOO, M.

MAYO DE 1977.



121

12

11

1

## PERDIDAS DE PRESFUERZO

Ing. Francisco Robles

### 1.- INTRODUCCION

La fuerza aplicada inicialmente a los tendones por medio de gatos, sufre pérdidas por diversas causas, de manera que la fuerza efectiva de presfuerzo disponible puede llegar a ser considerablemente menor que la inicial.

Las principales causas de pérdidas son la deformación elástica del concreto, las deformaciones por contracción y flujo plástico del concreto, la relación del acero, fricciones de diversos tipos, y el deslizamiento o corrimiento de los dispositivos de anclaje. En elementos pretensados no suelen ser significativas las pérdidas debidas a las últimas dos causas.

De las pérdidas reseñadas se consideran instantáneas las debidas a acortamiento elástico, deslizamiento de los dispositivos de anclaje y fricción. Las demás pérdidas son -- función del tiempo; pueden transcurrir hasta tres años antes de alcanzar sus valores terminales.

Para estimar las pérdidas con cierta precisión es necesario contar con amplia información sobre las propiedades de los materiales empleados, la evolución de las cargas y las condiciones climatológicas. Cuando no se dispone de esta información, o cuando se trata de cálculos preliminares, puede utilizarse alguna de las reglas empíricas que aparecen en los manuales y reglamentos. En el informe ACI-ASCE 323, por ejemplo, -

se recomienda que se considere una pérdida de  $1750 \text{ kg/cm}^2$  para elementos postensados, y de  $2450 \text{ kg/cm}^2$ , para elementos pretensados. En elementos postensados debe agregarse a los  $1750 \text{ kg/cm}^2$  las pérdidas por fricción y deslizamiento de los dispositivos de anclaje.

Otra recomendación usual consiste en tomar como pérdida un 20% del presfuerzo inicial, para elementos pretensados, y un 15% para elementos postensados, más las pérdidas por fricción y deslizamiento de los dispositivos de anclaje, en el segundo caso.

Cuando se producen elementos presforzados de características semejantes y en condiciones de fabricación uniforme es relativamente fácil llegar a establecer valores empíricos bastante precisos con base en la experiencia.

Aunque los errores en la estimación de pérdidas no afectan los cálculos de resistencia y, por lo tanto, tampoco afectan el grado de seguridad de un elemento presforzado, sí pueden influir en el comportamiento bajo condiciones de servicio. Si se subestiman las pérdidas pueden resultar deflexiones excesivas y agrietamientos indeseables. En el caso contrario, las contraflechas pueden ser exageradas.

En los incisos siguientes se sugieren procedimientos para estimar los diversos tipos de pérdidas y se presentan algunos ejemplos de cálculos típicos.

## 2.- PERDIDAS INSTANTANEAS

### 2.1 Pérdidas debidas a acortamiento elástico

El método expuesto está basado en las recomendaciones del Comité PCI para Pérdidas de Presfuerzo<sup>2</sup>.

### Miembros pretensados

Suele ser suficiente calcular la pérdida por acortamiento elástico en el centro del claro. El valor de la pérdida puede estimarse por medio de la siguiente ecuación, que está basada en consideraciones elásticas elementales y en la hipótesis de que la deformación de los tendones es igual a la deformación del concreto que se encuentra a la misma altura.

$$L_{es} = n (f_{cs}) = n \left( \frac{P_o}{A_c} + \frac{P_o e^2}{I_g} - \frac{M_{dl} e}{I_g} \right) \quad (1)$$

donde:

- $L_{es}$  = Pérdida de presfuerzo debida a acortamiento elástico
- $n$  = Relación modular,  $E_s / E_c$ , inmediatamente después de la transferencia (después de cortados los tendones).
- $f_{cs}$  = Esfuerzo del concreto en el centroide de los tendones.
- $P_o$  = Fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia
- $A_c$  = Area de concreto
- $e$  = Excentricidad en la sección considerada
- $I_g$  = Momento de inercia de la sección total, sin hacer correcciones por el espacio ocupado por tendones o ductos.
- $M_{dl}$  = Momento debido al peso propio del miembro

El valor de  $P_0$  debe estimarse en un tanteo inicial, puesto que es la fuerza de presfuerzo disponible después de haberse producido las pérdidas instantáneas. Suele ser suficiente suponer unas pérdidas instantáneas de 5 a 10% de la fuerza aplicada inicialmente, correspondientes tanto al acortamiento elástico como al resbalamiento de los dispositivos de anclaje y a fricciones de diverso tipo.\*

Si se comete un error grande en las pérdidas instantáneas supuestas, debe hacerse un nuevo cálculo con el valor correspondiente corregido.

Puesto que las pérdidas instantáneas, como se indicó anteriormente, son relativamente pequeñas, pueden compensarse mediante sobretensado de los cables, es decir, tensando los tendones a una fuerza mayor que la permitida inmediatamente después de la transferencia, práctica aceptada por la mayoría de los reglamentos.

En tal caso no es necesario incluir las pérdidas instantáneas en el cálculo de las pérdidas totales. Sin embargo en muchas situaciones prácticas no se aprovecha este recurso.

Quando se sobretensa debe cuidarse que el acero no alcance esfuerzos superiores al 80% de su resistencia última<sup>3</sup>.

En el ejemplo 1<sup>o</sup> se ilustra el método expuesto.

### Miembros postensados

Quando en un miembro postensado se tensan todos los tendones simultáneamente, el -

\* Las pérdidas instantáneas por corrimientos de los anclajes y por fricciones se tratan en las secciones 2.2 y 2.3

acortamiento instantáneo del concreto no produce pérdidas ya que la compresión del concreto se realiza durante la operación de tensado, antes de que los tendones estén anclados. Cuando el presfuerzo se aplica en más de una etapa, el último tendón o grupo de tendones tensados tampoco experimentará pérdidas por acortamiento. Sin embargo los tendones tensados en etapas anteriores sufrirán pérdidas producidas por cada una de las etapas de tensado posteriores.

Las pérdidas elásticas instantáneas en elementos presforzados con tendones tensados en más de una etapa pueden compensarse, calculando el acortamiento producido en cada tendón por etapas posteriores de tensado y aplicando el sobretensado correspondiente. Cuando no se efectúa esta compensación puede estimarse la pérdida por acortamiento calculando la correspondiente al tendón tensado inicialmente y utilizando la mitad de este valor para la pérdida total del conjunto de todos los tendones.

## 2.2 Pérdidas debidas a resbalamiento o deslizamiento de los dispositivos de anclaje

Estas pérdidas pueden presentarse tanto en sistemas pretensados como en sistemas postensados. Aunque en los sistemas pretensados suelen ser despreciables, ya que el acortamiento producido por el movimiento de los anclajes es muy pequeño comparado con la longitud del tendón, en algunos elementos postensados cortos, pueden ser significativos, al igual que en mesas para pretensado excepcionalmente cortas. Según el tipo de anclaje los acortamientos pueden variar de valores prácticamente nulos a valores del orden de un cm y en algunos casos mayores aún.

En elementos pretensados o en elementos postensados, si se considera que no existe fricción entre el cable y el ducto, la pérdida de esfuerzo en el acero es constante a lo largo del tendón. En elementos postensados en que existe fricción, la pérdida depende no solamente del corrimiento del anclaje sino también de la longitud del tendón y de la fricción entre el tendón y el ducto. La manera de estimar las pérdidas correspondiente en este caso se expone <sup>en</sup> la sección 2.3.

Como se indicó anteriormente, muchas veces es posible compensar las pérdidas de bidas a movimiento de los dispositivos de anclaje por medio de un sobretensado.

### 2.3 Pérdidas instantáneas debidas a fricción

#### Miembros pretensados

Cuando se utilizan dispositivos para variar las trayectorias de los tendones pueden presentarse fricciones de cierta importancia, que deben considerarse en el cálculo. Su magnitud es variable según el tipo de dispositivo empleado y suele determinarse experimentalmente. Cuando los tendones no se desvían, las pérdidas por fricción en elementos pretensados casi siempre son despreciables.

#### Miembros postensados

Durante el tensado de un miembro postensado se originan fricciones entre los tendones y los ductos en que se alojan. Estas fricciones producen pérdidas de presfuerzo de magnitud variable a lo largo del tendón. Se deben a dos causas fundamentales: las curvatu

ras y quiebres que se imponen intencionalmente a los tendones para lograr una trayectoria conveniente y las pequeñas y curvaturas desviaciones secundarias inevitables, de carácter accidental. Si el tendón es recto, sólo existen las fricciones debidas a la segunda causa.

Para determinar la relación entre la fuerza aplicada por medio del gato y la existente en una sección dada, suele utilizarse la siguiente ecuación.

$$P_s = P_x e^{(kx + \mu)} \quad (2)$$

en donde:

- $P_s$  = Fuerza en el tendón en el extremo donde se aplica el gato.
- $P_x$  = Fuerza a una distancia x a partir del extremo donde se aplica el gato.
- $e$  = Base de los logaritmos neperianos
- $k$  = Coeficiente de fricción por metro de tendón debido a curvaturas y desviaciones locales accidentales "wobble coefficient" en la nomenclatura inglesa).
- $M$  = Coeficiente de fricción por curvatura
- $\alpha$  = Cambio angular total, en el perfil del acero de presfuerzo, en radianes, desde el extremo donde se aplica el gato hasta la sección considerada, a una distancia x.
- $x$  = Longitud desde el extremo donde se aplica el gato hasta la sección considerada.

tambien  
Puede establecerse la siguiente expresión en función de esfuerzos:

$$f_0 = f_x e^{(\mu\alpha + kx)} \quad (3)$$



La justificación teórica de la ecuación (2), puede encontrarse en las refs 4 y 5. Para valores de  $(\mu\alpha + K\gamma)$  menores que 0.3 puede emplearse la siguiente expresión aproximada que es de aplicación más sencilla:

$$P_s = P_t (1 + \mu\alpha + K\gamma) \quad \text{---} \quad (4)$$

Los valores de los coeficientes varían considerablemente de acuerdo con las características de los tendones y de los ductos. En la tabla 1, se presentan algunos valores típicos. En las refs 3, 5 y 6 se proporcionan datos más amplios. Siempre es aconsejable comprobar estos valores experimentalmente o consultar a los fabricantes de los materiales de postensado qué valores son los convenientes. En el capítulo 6 de la ref 8, se sugiere un método para la determinación experimental de las pérdidas por fricción.

En la fig 1 se muestra la variación en la fuerza de un tendón tensado desde uno de los extremos. El valor máximo del esfuerzo se presenta en el extremo donde se aplica el gato. Si el tendón se tensa simultáneamente desde ambos extremos, la curva sería simétrica respecto al centro.

El cálculo de pérdidas por fricción se ilustra para una viga libremente apoyada en el ejemplo 2, y, para una viga continua, en el ejemplo 3.

#### Efecto del corrimiento de los anclajes en sistemas postensados

Como se indicó en la sección anterior, la variación en la fuerza en un tendón posten-

sado, al ser tensado, puede representarse por medio de la curva ABC de la fig 2a. - La curva EDBC en dicha figura representa la variación de la fuerza en el tendón una vez anclado el tendón. La reducción que se observa en el extremo del tendón se debe al corrimiento, deslizamiento o deformación que se presenta en muchos sistemas - postensados al realizarse el anclaje. Esta deformación origina un efecto inverso al de tensado.

Con objeto de simplificar la cuantificación del efecto de la deformación del anclaje sobre la fuerza en el tendón, se supone que las curvas AB, A.D, BC y DE son líneas - rectas, hipótesis que ha sido comprobada experimentalmente. Se supone también que las pendientes de las líneas AB y DE son de igual magnitud, pero de signo contrario.

Pueden presentarse varios casos. En el caso I, que es el representado en la fig 2-a, - la fuerza en el centro del tendón no es afectada por la deformación del anclaje, lo - que significa que la longitud  $x$  es menor que la mitad de la longitud del tendón.

En el caso II, ilustrado en la fig 2-b, la fuerza en la sección central sí es afectada - por la deformación del anclaje ya que la distancia  $x$  es mayor que la mitad de la - longitud del tendón.

Cuando los tendones son muy cortos, o cuando hay poca fricción, se presenta el ca - so III, en que la fuerza en el extremo opuesto al del gato es afectada por la deforma - ción del anclaje, como se muestra en la fig 2-c. En este caso la distancia calculan - do  $x$  es mayor que la longitud del tendón.

Se expone a continuación un procedimiento para determinar el efecto de la deforma - ción del anclaje sobre la fuerza en la sección central, que en muchas situaciones es -

la sección crítica. En la ref 1 se describen procedimientos semejantes. En estructuras donde la sección crítica está situada en otro lugar se siguen métodos semejantes. El procedimiento consta de los siguientes pasos:

- 1.- Determinar la relación entre la fuerza en el extremo y la fuerza en la sección central, en la forma expuesta en la sección 2.3. -

Esta puede expresarse por medio de la expresión

$$F_0 = F_c e^{\phi} \quad \text{--- (5)}$$

donde

$$\phi = \mu x + \frac{\pi L}{2} \quad \text{--- (6)}$$

- 2.- Suponer que la deformación del anclaje no afecta el esfuerzo en la sección a la mitad del claro ( caso 1 ) y calcular la pendiente de la curva entre la línea de centro y el extremo donde se aplica el gato, por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Pendiente} = \beta = \frac{2F_c (e^{\phi} - 1)}{L} \quad \text{(7)}$$

que resulta de la geometría supuesta.

- 3.- Calcular la longitud de tendón x, en la cual la deformación del anclaje reduce el esfuerzo. Esto puede hacerse a partir de las consideraciones siguientes:

Aplicando la Ley de Hooke, el acortamiento del tendón, d, debido a la deformación del anclaje, puede expresarse en función -

de la pérdida de esfuerzo en el tramo de longitud  $x$  por medio de la expresión:

$$d = \frac{f_0 - f_x}{E_s} \quad (8)$$

donde  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero y  $f_x$  es el esfuerzo correspondiente a una sección a una distancia  $x$  del extremo. Pero  $(f_0 - f_x)$  puede expresarse en función de  $x$  y de  $\beta$ :

$$f_0 - f_x = \beta x$$

$$d = \frac{\beta x}{E_s} \gamma$$

$$\gamma^2 = \frac{d E_s}{\beta}$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{d E_s}{\beta}} \quad (9)$$

4.- Si  $x$  es menor que  $L/2$ , existe la condición del caso I, y el esfuerzo en el centro del claro no es afectado; el esfuerzo en cada extremo puede calcularse fácilmente, si así se desea.

La condición en que  $x$  es mayor que  $L/2$ , pero menor que  $l$  corresponde al caso II.

La pérdida de esfuerzo a la mitad del claro por la deformación del anclaje puede calcularse por medio de la expresión:

$$L_p = 2\beta \left( \gamma - \frac{L}{2} \right) \quad (10)$$

Cuando  $x$  es mayor que  $L$  se tiene el caso III. La pérdida a la mitad del claro puede -

calcularse por medio de la ecuación

$$L_p = \frac{\Delta E_s}{L} \quad (11)$$

que se deduce de consideraciones geométricas sencillas.

En los cálculos de pérdidas por fricción se suele tomar como longitud del tendón la proyección horizontal del mismo. Para cálculos más precisos, cuando la curvatura de los tendones es significativa, la longitud puede calcularse por medio de la ecuación ~~es~~

$$L' = \left(1 + \frac{\pi}{3} \frac{a^2}{L^2}\right) L \quad (12)$$

donde  $L$  es la proyección horizontal del tendón y  $a$  es su deflexión vertical.

En el ejemplo 4 se ilustra la manera de tener en cuenta los efectos de la deformación del anclaje en cálculos de pérdidas por fricción.

### 3 PERDIDAS A LARGO PLAZO

Como se mencionó en la introducción, además de las causas que producen pérdidas instantáneas en el presfuerzo existen otras cuyo efecto es función del tiempo; su naturaleza se describe brevemente en las secciones 3.1 a 3.3. La influencia de los fenómenos que producen estas pérdidas diferidas o pérdidas a largo plazo depende de la interacción entre ellos. En la sección 3.4 se exponen los procedimientos recomendados en el Manual del Prestressed Concrete Institute<sup>2</sup> para su evaluación.

#### 3.1 Contracción del concreto

El concreto se contrae fundamentalmente debido a la pérdida de agua durante el proceso de endurecimiento. Contribuyen a la contracción, aunque en grado mucho menor, los cambios químicos que se efectúan durante el proceso de endurecimiento citado. La-

mayor parte de la contracción se realiza en los primeros días de vida del concreto. El fenómeno tiende a estabilizarse con el tiempo. Por esta razón los efectos de la contracción son menores en miembros postensados en que el presfuerzo se aplica algún tiempo después de colado el concreto. Los valores de las deformaciones unitarias debidas a contracción varían considerablemente con las condiciones del medio ambiente, la geometría del miembro y la dosificación. Si el elemento en cuestión se encuentra bajo agua la deformación unitaria por contracción es prácticamente nula. En condiciones usuales varía de 0.0001 a 0.0003.

### 3.2 Flujo plástico del concreto

Consiste en la deformación progresiva del concreto bajo una carga permanente. La rapidez de deformación debida a flujo plástico es máxima al aplicarse inicialmente la carga; va disminuyendo con el tiempo hasta ser prácticamente nula. La magnitud de las deformaciones plásticas depende principalmente de la edad del concreto al ser aplicada la carga, de la duración de la carga y de la magnitud del esfuerzo. Otros factores que intervienen en el fenómeno son la dosificación y las condiciones del medio ambiente. Concretos con relaciones agua/cemento altas exhiben más flujo que concretos con relaciones bajas. En ambientes húmedos el flujo es menor que en ambientes secos. Las deformaciones por flujo plástico pueden ser de 0.5 a 4 veces la deformación elástica correspondiente a la carga permanente.

### 3.3 Relajación del acero.

La relajación del acero es la pérdida de esfuerzo que experimenta el acero cuando se mantiene a una deformación unitaria constante. Su magnitud varía directamente con el-

esfuerzo inicial, la temperatura, la duración de la carga y el tipo de acero. Tiende a estabilizarse al cabo de unos 15 a 20 días después de aplicada la carga, produciéndose la mayor parte de la deformación en las primeras horas. Las pérdidas por relajación son del orden del 5% del presfuerzo inicial.

### 3.4 Cuantificación de las pérdidas a largo plazo

Se señaló que las pérdidas a largo plazo dependen de la interacción entre la relajación del acero y la contracción y flujo plástico del concreto. La interacción puede tenerse en cuenta en la cuantificación de las pérdidas diferidas con base en las siguientes consideraciones.

Se determinan las deformaciones unitarias correspondientes a contracción y flujo plástico así como la relajación del acero, en forma independiente.

Cuando se carece de información experimental conveniente, las magnitudes del flujo plástico y la contracción del concreto en condiciones no restringidas pueden determinarse por medio de los datos proporcionados en las figs 3 a 5.

Estos datos son aplicables a concretos de peso normal. Las gráficas de las figuras citadas permiten tener en cuenta la influencia de la forma y la resistencia tanto en el flujo como en la contracción, así como la influencia del tipo de curado y de la edad del concreto al aplicarse el presfuerzo, en el caso del flujo.

Las gráficas de las figs 3 y 4 dan valores de un coeficiente  $m_c$ , semejante a la relación modular,  $n$ , utilizada comúnmente en cálculos elásticos. Así,  $m f_{cs}$ , es

esfuerzo total inducido en el acero, suponiendo que no hubo reducción en el esfuerzo en el concreto. La correspondiente deformación unitaria por flujo estaría dada por

$$m_c f_c / E_s$$

Para calcular  $f_{cs}$  puede utilizarse la ecuación<sup>(1)</sup>, sustituyendo como momento el producido por todas las cargas permanentes más la proporción de la carga viva que se considere actuará en forma continua.

Las pérdidas inducidas en el acero por la contracción pueden estimarse directamente por medio del coeficiente  $r_s$ , en  $\text{kg/cm}^2$ , dado en la gráfica de la fig 5. Estos datos corresponden a la contracción total. La influencia de la edad del concreto al aplicarse el presfuerzo, puede tener en cuenta por medio de los coeficientes de reducción la tabla 2. Esto permite tener en cuenta la proporción de la contracción realizada antes de la aplicación del presfuerzo.

La reducción de pérdidas de presfuerzo debida a la interacción entre el acero y el concreto es una función de  $n_c$ , el porcentaje de acero de presfuerzo y las propiedades geométricas de la sección. Según las recomendaciones del Manual del PCI<sup>2</sup>, se puede tener en cuenta la reducción progresiva en el esfuerzo en el concreto sobre la pérdida de presfuerzo por medio de las siguientes ecuaciones:

Pérdidas por flujo:

$$l_c = m_c f_{cs} (1 - 0.34 m_c k_e) \quad \text{--- (13)}$$



Pérdidas por contracción:

$$L_s = r_s (1 - 0.010 m_c k_e) \quad (14)$$

En estas expresiones

$$k_e = \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 A_{gy}}{I_{gy}} \right) \quad (15)$$

donde  $k_e$  es un coeficiente adimensional,  $A_{ps}$  es el área de la sección de acero de presfuerzo y los demás símbolos son conocidos.

Las figuras 6 y 7 proporcionan soluciones gráficas de las ecuaciones 14 y 15.

Se observa en las gráficas que la reducción en pérdidas sólo es significativa a partir de valores de  $m_c$  superiores a 15.

La pérdida de esfuerzo debida a relajación del acero está relacionada con la pérdida de presfuerzo debida a flujo y contracción del concreto. Puede determinarse por medio de la tabla 3.

A continuación se resume una secuela de cálculo posible, cuya aplicación se ilustra en el ejemplo 1.

### Resumen del Método propuesto en el Manual PCI para la estimación de pérdidas a largo plazo

1.- Determinar la relación volumen/superficie = área de la sección dividida por el perímetro.

2.- Determinar  $n_c$  a partir de las figs 3 ó 4 .

3.- Determinar  $r_s$  a partir de la fig 5 .

4.- Calcular  $k_g = \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2}{I_g} \right)$ .

5.- Calcular  $f_{cs} = P_o/A_c + P_o e^2 / I_g - M_{dl} e / I$

(  $M_{dl}$  = Momento debido a carga permanente y todas las demás cargas que actúan en forma continua . )

6.- Calcular el coeficiente  $C_1$ , de la fig 6 .

7.- Calcular la pérdida por flujo .

$$L_c = f_{cs} C_1$$

8.- Calcular la pérdida por contracción,  $L_s$ , de la fig 7.

9.- Multiplicar por el factor de reducción apropiado, de la tabla 2 .

10.- Determinar el coeficiente  $\alpha$  de la tabla 3 .

11.- Calcular la pérdida por relajación

$$L_r = \alpha f_{py}$$

12.- Calcular la pérdida a largo plazo total =  $L_c + L_s + L_r$

#### 4. - EJEMPLOS

##### Ejemplo 1. - Cálculo de pérdidas instantáneas y diferidas

Se ilustra en este ejemplo el método para cálculo de pérdidas instantáneas y diferidas expuesto en el Manual del PCI<sup>2</sup>.

No se incluye la estimación de pérdidas por fricción, que se trata en los ejemplos 2 a 4.

El esfuerzo  $f_{si}$  que aparece como dato es el esfuerzo inicial en el acero antes de la pérdida, antes de pérdidas. Los valores de  $A_c$  y  $I_g$  suelen tomarse como los correspondientes a la sección total sin considerar el área de acero de presfuerzo o el efecto de ductos. Se supone la fuerza  $P_0$  que produce el acortamiento es la fuerza en los tendones una vez efectuada la transferencia. Para estimarla se supusieron unas pérdidas instantáneas de 700 kg/cm<sup>2</sup>. Las pérdidas instantáneas adicionales supuestas corresponden a fricciones del sistema de presfuerzo (no entre el ducto y el tendón en caso de elementos postensados) y posibles deformaciones de los dispositivos de anclaje. Se aprecia que la pérdida calculada de 643 kg/cm<sup>2</sup> es aproximadamente igual a la supuesta.

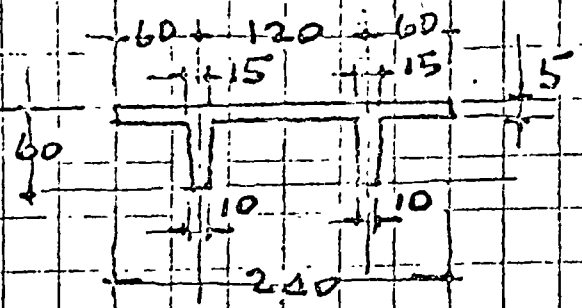
Las pérdidas a largo plazo se calcularon siguiendo los pasos de la secuencia de cálculo sugerida en la sección 3.4

El valor de  $P_0$  que debe utilizarse en el paso 5, es el correspondiente al presfuerzo inicial menos las pérdidas instantáneas y las pérdidas por relajación del acero. Estas pérdidas deben suponerse. En el ejemplo se supusieron las mismas pérdidas instantáneas

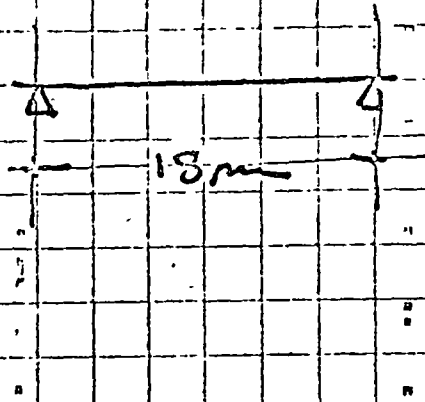
neas consideradas por acortamiento elástico, es decir,  $700 \text{ kg/cm}^2$ , más  $350 \text{ kg/cm}^2$ , por relajación del acero. No se requiere tener gran precisión en el valor supuesto.

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

## DATOS



## Geometría



## Cargas

Carga muerta superpuesta:  $30 \text{ kg/m}^2$   
 Peso propio:  $618 \text{ kg/m}$   
 Carga viva:  $200 \text{ kg/m}^2$   
 (Considerar que el 20% de la carga viva se aplica en forma continua.)

## Concreto

$$f'_{c_{28 \text{ días}}} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{\text{transferecia}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{transferecia}} = 250000 \text{ kg/cm}^2$$

Concreto de peso normal, curado con vapor.

## EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

Acero de prestuerzo

8 torones de  $1/2''$

Resistencia última:  $f_{pu} = 19.000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia:  $f_{py} = 0.85 f_{pu} = 16.200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo inicial:  $f_{si} = 0.70 f_{pu} = 13.300 \text{ kg/cm}^2$

$$E_s = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Area de 1 torón:  $0.985 \text{ cm}^2$

Area total del acero de prestuerzo:

$$A_{ps} = 8 \times 0.985 = 7.87 \text{ cm}^2$$

Relación modular:  $n = \frac{1.9 \times 10^6}{250.000} = 7.6$

Propiedades de la sección

$$A_c = 2590 \text{ cm}^2 ; I_g = 872.000 \text{ cm}^4$$

Excentricidad:  $e = 36 \text{ cm}$

$$\frac{\text{Volumen}}{\text{superficie}} = \frac{\text{Area sección}}{\text{perímetro sección}} = 3.8 \text{ cm}$$

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERENCIALES

## PERDIDAS INSTANTANEAS

### Pérdida por acortamiento elástico

Estimar tentativamente una pérdida instantánea de  $700 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza de pre-fuerzo en la transferencia:

$$P_0 = (f_{si} - 700) A_{ps} \\ = (13300 - 700) 7.87 = \underline{\underline{99200 \text{ kg}}}$$

Momento al centro del claro debido a peso propio:

$$M_{dl} = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.618 \times 18^2}{8} = \underline{\underline{25 \text{ ton-m}}}$$

Pérdida por acortamiento elástico:

$$\Delta_{es} = m \left( \frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 e^2}{I_g} - \frac{M_{dl} e}{I_g} \right) \\ = 7.6 \left( \frac{99200}{2590} + \frac{99200 \times 36^2}{872000} - \frac{25 \times 10^5 \times 36}{872000} \right) \\ = \underline{\underline{625 \text{ kg/cm}^2}}$$

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

## Otras pérdidas instantáneas

Suponer 10% del esfuerzo  $f_{si}$

$$0.01 \times 13310 = 133 \text{ kg/cm}^2$$

## Pérdidas instantáneas totales

$$L_i = 510 + 133 = \underline{\underline{643}} \text{ kg/cm}^2 = 700$$

## PERDIDAS A LARGO PLAZO

### 1. Relación volumen/superficie

$$\frac{\text{Vol.}}{\text{sup}} = \frac{\text{Area}}{\text{perímetro}} = \underline{\underline{3.8}} \text{ cm}$$

### 2. Determinación de $m_c$

De la fig. 3:

$$m_c = \underline{\underline{16.6}}$$



# EJEMPLO 1.- CÁLCULO DE PERDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERENCIALES

## 3. Determinación de $f_s$

De la fig 5:  $1020 \text{ kg/cm}^2$

## 4. Cálculo de $k_p$

$$k_p = \frac{A_{ps}}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2 A_c}{I_g} \right)$$

$$= \frac{7.87}{2590} \left( 1 + \frac{36^2 \cdot 2590}{874000} \right)$$

$$= \underline{\underline{0.0147}}$$

## 5. Cálculo del esfuerzo en el concreto a la altura del centro de gravedad del acero de pretensado

$$f_{cs} = \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_o e^2}{I_g} - \frac{M_{pe} e}{I_g}$$

Pretensado,  $P_o$

$$P_o = [f_{si} - (700 + 350)] 7.87 \quad (7.87 = A_{ps})$$

$$= (13300 - 1050) 7.87 = \underline{\underline{96500 \text{ kg}}}$$

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

Momento que actúa en forma  
continua

$$M_{dl} = \frac{wL^2}{8}$$

$$w = 0.618 + 2.40(0.030 + 0.020)$$

$$= \underline{0.786 \text{ ton/m}}$$

$$M_{dl} = \frac{0.786 \times 18^2}{8} = \underline{31.8 \text{ ton-m}}$$

$$f_{cs} = \frac{96500}{259.0} + \frac{96500 \times 36^2}{874000} - \frac{31.8 \times 10^5 \times 36}{874000}$$

$$f_{cs} = \underline{49 \text{ kg/cm}^2}$$

6. Cálculo de  $C_1$

De la fig. 6 ;  $C_1 = 15.6$

7. Cálculo de la pérdida por flujo del concreto

$$L_c = f_{cs} C_1 = 49 \times 15.6 = \underline{765 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

# EJEMPLO ① - CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS

## 8.- Cálculo de la pérdida por contracción del concreto

De la fig 7:  $L_s = 1010 \text{ kg/cm}^2$   
total

## 9.- Factor de corrección de la pérdida por contracción

Suponiendo que la edad del concreto es 24 horas cuando se aplica el esfuerzo:

De la Tabla 2: Factor de corrección = 0.92

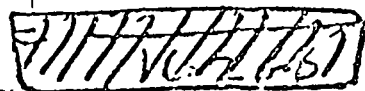
$$L_s = 0.92 \times L_s = 0.92 \times 1010 = \underline{928} \text{ kg/cm}^2$$
total

## 10. Determinación del coeficiente de

$$L_c + L_s = 765 + 928 = \underline{1693} \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_c + L_s}{f_{py}} = \frac{1693}{16200} = 0.0105$$

$$\frac{f_s}{f_{py}}$$



donde  $f_s$  es el esfuerzo en el acero después de que el esfuerzo inicial ha quedado (si que)

## EJEMPLO ①. - CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS ②

reducido por las pérdidas instantáneas, y las reducidas.

$$f_s = f_{ci} - (200 + 350)$$

$$= 13300 - 1050 = 12250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_s}{f_{py}} = \frac{12250}{16200} = 0.75$$

De la Tabla 3:  $\alpha = \underline{\underline{0.050}}$

11. Cálculo de la pérdida por

$$L_p = \alpha f_{py}$$

$$L_p = 0.050 \times 16200 = \underline{\underline{810 \text{ kg/cm}^2}}$$

12. Pérdida diferida total

$$L_d = L_c + L_s + L_p = 765 + 928 + 810$$

$$L_d = \underline{\underline{2503 \text{ kg/cm}^2}}$$

(sig. w)

# EJEMPLO 1.- CALCULO DE PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERENCIALES

## PERDIDA TOTAL

$$L = l_1 + l_2$$

$$= 643 + 2503 = \underline{\underline{3140}} \text{ kg/cm}^2$$

En o/o, respecto al esfuerzo inicial  $f_{si}$

$$\frac{3140}{13300} = \underline{\underline{0.24}}$$

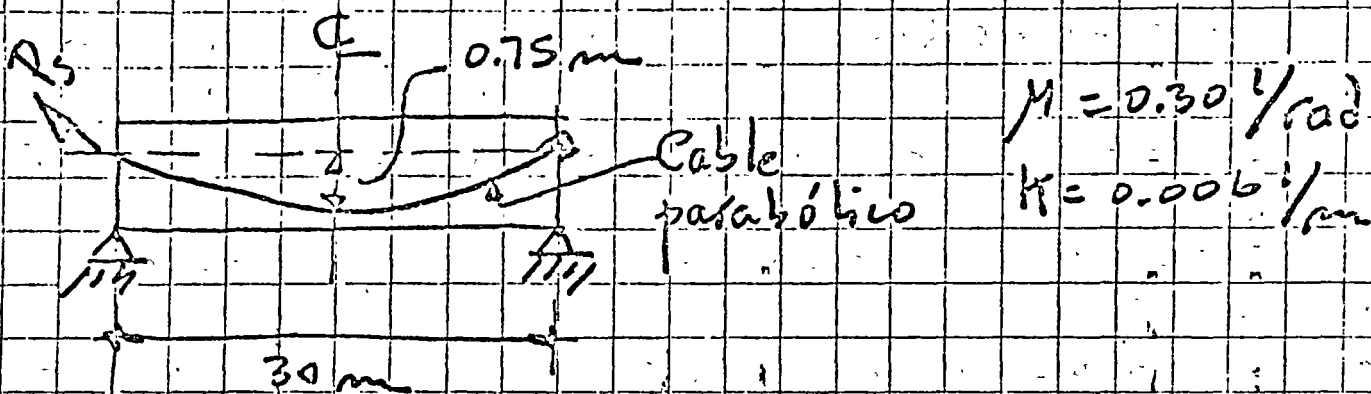
Ejemplo 2.- Cálculo de pérdidas por fricción en una viga postensada simplemente

apoyada

El cambio angular  $\alpha$  es igual al ángulo entre las tangentes al tendón en el extremo y el centro de la viga. Este ángulo expresado en radianes puede suponerse aproximadamente igual a su tangente. El valor de esta tangente se determina fácilmente con base en las propiedades de la parábola. Como longitud del cable se tomó su proyección horizontal.

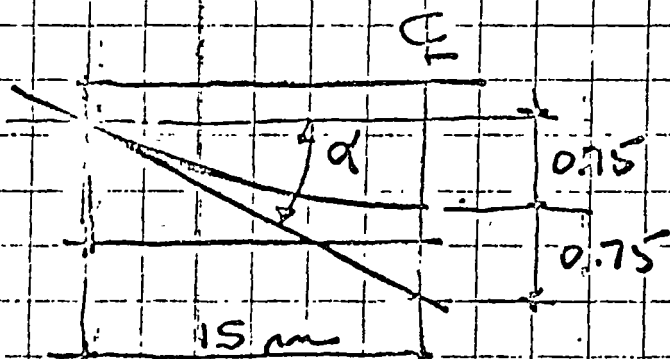
# EJEMPLO 2. - CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION EN UNA VIGA POSTENSADA SIMPLEMENTE APOYADA

## DATOS



Encontrar la relación entre la fuerza  $P_s$  disponible a la mitad del curso y la fuerza  $P_s$  aplicada en el gato

## Solucion



$$P_s = P_y e^{(\kappa y + \mu \alpha)} = P_y e^{\frac{1}{2}}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1.50}{15} = 0.10$$

## EJEMPLO 2. - CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION EN UNA VIGA POSTENSADA

$$\phi = kx + \mu\alpha = 0.006 \times 15 + 0.30 \times 0.10$$

$$= 0.090 + 0.030 = 0.12$$

$$e^{\phi} = 2.718^{0.12} = 1.12$$

$$P_s = P_t (1.12)$$

$$P_t = \underline{\underline{0.89 P_s}}$$

∴ La pérdida de esfuerzo debida a fricción es 11.0%



Ejemplo 3.- Cálculo de pérdidas por fricción en una viga postensada continua

El tendón del ejemplo está formado por tramos rectos y tramos con trayectoria -

circular de radio de curvatura dado. Como los cambios angulares correspondientes a los tramos curvos son pequeños, su valor en radianes puede estimarse a partir de la tangente del medio ángulo en la forma indicada.

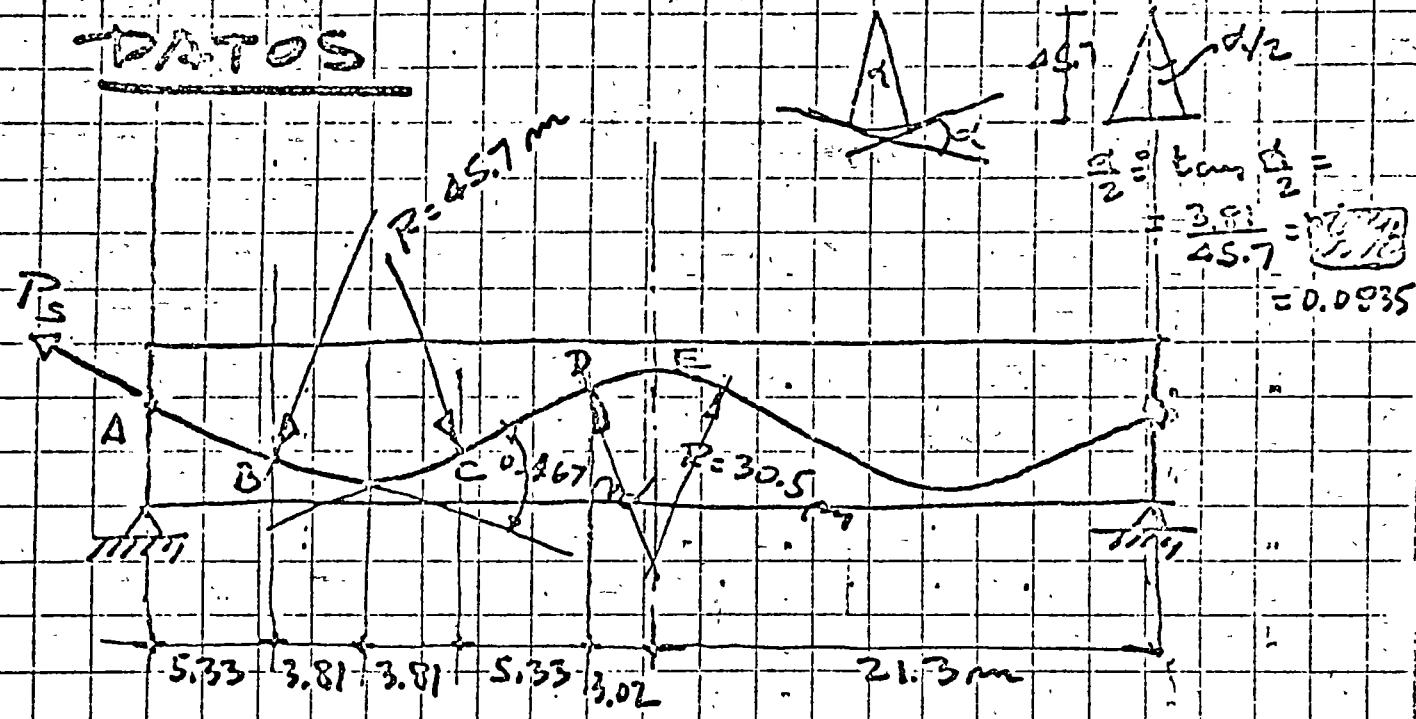
Los cálculos de las pérdidas se presentan en forma tabular. Se determinó la pérdida parcial correspondiente a cada uno de los tramos. Así la columna 6 proporciona la relación entre las fuerzas al final y al principio del tramo. La columna 7 da la relación entre la fuerza al final del tramo y la fuerza  $P_5$  en A, donde se aplica el gato.

Cada uno de los valores de la columna 7 se obtienen multiplicando el valor anterior por el valor de la columna 6 correspondiente al tramo en cuestión.

La variación de las pérdidas a lo largo del tendón se muestra gráficamente.

**EJEMPLO 3. - CALCULO DE PERDIAS POR FRICCION EN UNA VIGA POSTENSADA CONTINUA** ①

DATOS



$\mu = 0.41 / \text{rad}$  ;  $k = 0.0026 / \text{m}$

Calcular el porcentaje de pérdida por fricción de A a E

SOLUCION

$$P_s = P_y e^{(kx + \mu\theta)}$$

$$P_y = P_s e^{-(kx + \mu\theta)}$$

(Signe)

### EJEMPLO 3 - CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION EN UNA VIGA POSTENSADA CONTINUA

Segmento	① Longitud (L)	② kL	③ α	④ μ α	⑤ kL + μ α
AB	5.33	0.012	0	0	0.012
BC	7.62	0.020	0.167	0.067	0.087
CD	5.33	0.012	0	0	0.012
DE	3.02	0.008	0.100	0.020	0.028

⑥

$-(kL + \mu \alpha)$

e

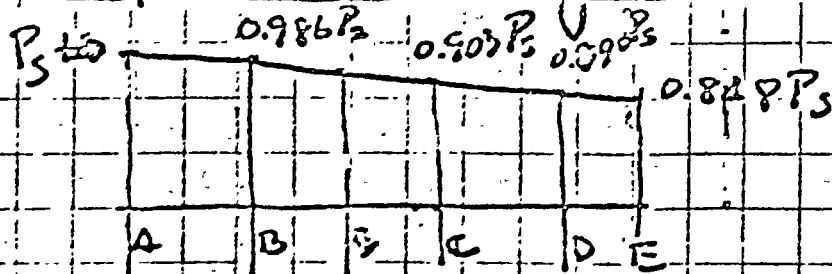
⑦

Fuerza

al final de cada tramo

AB	0.986	0.986 P <sub>s</sub>
BCD	0.916	0.903 P <sub>s</sub>
CD	0.986	0.896 P <sub>s</sub>
DE	0.953	0.828 P <sub>s</sub>

Representación grafica de pérdidas



Ejemplo 4.- Determinación del efecto de la deformación del anclaje.

Los datos del ejemplo son iguales a las del ejemplo 2. Se supone conocido el esfuerzo en el centro del claro. La deformación del anclaje es tal que se tiene el caso II, de manera que el efecto del corrimiento del anclaje sí se nota en la sección central. Cuando el efecto no es importante, como sucede en este caso, se puede compensar por medio de un sobretensado de manera que el esfuerzo disponible, después de realizado el anclaje, sea el deseado.

**REFERENCIAS**

- 1.- ACI-ASCE Joint Committee 323, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete", Journal of the ACI, Detroit ( ene 1958 )
- 2.- "PCI Design Handbook", Prestressed Concrete Institute, Chicago (1971)
- 3.- "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit (1972)
- 4.- N. Khachaturian y G. Gurfinkel, "Prestressed Concrete", Mc Graw Hill, Nueva York ( 1969 )
- 5.- T.Y. Lin, "Diseño de estructuras de concreto presforzado", 1a. edición en español de la 2a. edición en inglés, CECSA, México (1969)
- 6.- J. R. Libby, "Modern Prestressed Concrete", Van Nostrand, Nueva York (1971)
- 7.- R. Lasso, "Procedimientos de construcción de puentes", México (1964)
- 8.- "Seminario de concreto presforzado", Colegio de Ingenieros Civiles, México (1963)

TABLA 1.- COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TENDONES POSTENSADOS

(Tendones en ductos metálicos sin sustancias lubricantes)

	K	M
Tendones de alambres paralelos	0.003 - 0.005	0.15 - 0.25
Torones de 7 alambres	0.002 - 0.007	0.15 - 0.25

TABLA 2.- FACTORES DE REDUCCION PARA PERDIDAS DE CONTRACCION

Tiempo después de terminado el curado, días	1	3	5	7	10	20
Factor	0.92	0.85	0.80	0.78	0.73	0.64

