

## EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Junio 11	2 Hs.	PLANTEAMIENTO  Fallas y condiciones de servicio. Daños no estructurales. Causas típicas de falla. Métodos de evaluación del daño. Criterios de reparación.	Ing. Roberto Meli P.
" 13	2 "	CRITERIOS DE EVALUACION  Evaluación analítica y experimental. Pruebas de carga. (Metodología y limitaciones). Ejemplos.	Ing. Roberto Meli P.
" 18	2 "	PATOLOGIA DE CIMENTACIONES	Ing. Enrique Tamez
" 20	2 "	Daños en estructuras cercanas por procedimientos de excavación y bombeo inadecuados. Daños estructurales por mal comportamiento de cimentaciones. Efectos de hundimientos diferenciales. Sensibilidad de distintos sistemas estructurales.	Ing. Enrique Tamez
" 25	2 "	SISTEMAS DE CONTROL Y ELIMINACION DE HUNDIMIENTOS EN LAS CONSTRUCCIONES  DAÑOS POR SISMO	Ing. Manuel González Flores
" 27	2 "	Efectos de los sismos. Daños típicos en estructuras de concreto, acero y mampostería.  DAÑOS POR VIENTO	Ing. José Luis Trigos
Julio 2	2 "	Daños en estructuras industriales, torres, anuncios, viviendas etc.	Dr. Neftalí Rodríguez Cue
		REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	
Julio 4,9 y 11 2 Hs.c/día		Evaluación de daños. Procedimientos para el refuerzo de vigas, columnas, muros y uniones. Rigidización de edificios.	Ing. Guillermo Guerrero

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Julio 16	2 Hs.	EMPLEO DE RESINAS EN LA REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	Ing. Gustavo Déctor
" 18 y 23	2 Hs. c/Día	REPARACION DE ESTRUCTURAS DE ACERO Detección de defectos. Evaluación y reparación de fallas en elementos y conexiones. Rigidización.	Ing. Oscar de Buen
" 25	2 Hs.	REPARACION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA Reparación de grietas. Refuerzo exterior. Restructuración de construcciones de adobe, piedra y tabique.	Ing. Roberto Meli
" 30	2 Hs.	DAÑOS POR EFECTOS AMBIENTALES Degradación del concreto en ambientes agresivos. Corro- ción del refuerzo.	Dr. Neftalí Rodríguez Cue
Agosto 1°	2 "	Corrosión en estructuras de acero EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS POR INCENDIO	Ing. Fernández de la Torr
" 6	2 "	Sensibilidad al fuego de distintos sistemas estructurales. Ing. Felipe López Protección contra incendio. Evaluación de daños y repara- ción en estructuras de concreto y acero.	Ing. Felipe López

CURSO SOBRE  
EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

I. PLANTEAMIENTO

0. Objeto

En este curso se estudiarán los tipos de falla más comunes en estructuras civiles con el objeto de:

- a) Identificar las causas de las fallas para que se puedan evitar los errores que dieron lugar a ellas.
- b) Evaluar la gravedad y consecuencias de las fallas. Se definirán procedimientos físicos y analíticos para el diagnóstico de fallas que lleven a tomar la decisión de dejar la estructura como está, reforzarla o tirarla.
- c) Especificar los procedimientos de refuerzo más convenientes para los distintos tipos de estructuras y de falla

El curso comenzará con un planteamiento general del problema de evaluación de fallas estructurales, luego se reseñarán las fallas más típicas y sus causas y finalmente se tratarán los procedimientos de reparación. Los temas se exemplificarán a través del análisis de casos reales.

1. Conceptos fundamentales

Para ubicarnos en el problema es necesario definir una serie de conceptos relacionados con el diseño estructural y las fallas.

Función de una estructura: Esta debe diseñarse para que sea capaz de sopor tar las acciones (cargas) que puedan afectarla, con una seguridad adecuada contra

la falla y un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio



Estados límite: Son las condiciones de la construcción más allá de las cuales el comportamiento se considera inaceptable. Se distinguen:

Estados límite de falla que corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura. Estos son contra los que hay que tomar seguridad, ya que si se rebasan ocurre el colapso. Es importante distinguir entre estados límite de falla frágil y dúctil ya que, en el primer caso, al alcanzarse la carga máxima ocurre un colapso brusco, mientras que en el segundo hay ulterior capacidad de deformación que implica un aviso de la falla inminente y además una redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas. Por lo anterior hay que tomar mayor seguridad contra una falla frágil que contra una falla dúctil.

Estados límite de servicio: Estos corresponden a condiciones que afectan el correcto funcionamiento de la estructura o su apariencia. Se refieren a flechas, vibraciones, agrietamientos y desprendimientos locales. Los valores límite de estas propiedades son fijadas en forma bastante arbitraria (por ejemplo, una flecha de  $1/300$  veces el claro). Los problemas de reparación de estructuras que vamos a tratar se referirán esencialmente a estados límite de falla ya que, cuando se rebasa un estado límite de servicio, la decisión de reparar o de dejar la construcción como está, depende de qué tan importantes sean las molestias causadas por el daño y de cuánto cuesta la reparación, pero no interviene la seguridad de la estructura.

Resistencia: Puede interpretarse la resistencia de una estructura, de un ele-

mento estructural o de una sección de este, como la carga necesaria para producir un estado límite. El problema de diagnóstico o evaluación del daño consiste en determinar cuál es la resistencia de la estructura en la situación actual de daño y revisar si existe un factor de seguridad adecuado contra los posibles tipos de falla o sea si la relación entre la resistencia de la estructura y la intensidad de las cargas que pueden afectarla es suficientemente grande para cubrir con seguridad las incertidumbres que existen en la determinación de ambas variables.

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{R}{S} \text{ debe ser mayor o igual que uno}$$

La seguridad que debe considerarse como adecuada está definida por los reglamentos de diseño estructural. Ejemplo: Reglamento del Distrito Federal.

Reparación de una estructura: Se entenderá aquí por reparación al proceso de eliminación de los daños que han sufrido los elementos de la estructura con el objeto de restaurar en ella la resistencia y propiedades que tenía antes de producirse el daño.

Refuerzo o fortificación de la estructura. Se refiere a operaciones tendientes a proporcionar a la estructura una resistencia mayor que la que tenía cuando estaba intacta; el proceso implica aumentar la capacidad estructural de los elementos resistentes.

Restructuración. Implica la adición de nuevos elementos estructurales que modifican la distribución de fuerzas en los elementos resistentes (ejemplos: muros de rigidez, contraventos, etc.).

## 2. CAUSAS TIPICAS DE FALLA

Como se ha visto anteriormente en el diseño se pretende proporcionar ~~un~~ <sup>cierto</sup> factor de seguridad o sea que la resistencia excede cierto número de veces la acción máxima que puede presentarse. La ocurrencia de una falla implica que el factor de seguridad real fue menor que uno, o sea que hubo una discrepancia muy importante entre lo supuesto en el cálculo y lo que ocurrió, tal discrepancia pudo haberse debido a que la resistencia fue considerablemente menor que la supuesta o a que los efectos de las cargas fueron mucho mayores que las de diseño o a que ambos factores intervinieron simultáneamente.

En el primer caso, resistencia menor que la de diseño, las causas directas pueden atribuirse a dos factores:

a) Errores de diseño; los errores de diseño propiamente dichos o sea los que consisten en errores numéricos o en aplicar equivocadamente expresiones para el cálculo de resistencia, no son los que con más frecuencia son responsables de fallas. Los errores que resultan con más frecuencia responsables de fallas son los debidos a una estructuración inadecuada, a una idealización equivocada de la estructura y a un diseño inadecuado de las uniones <sup>y</sup> de los que se llaman usualmente detalles estructurales.

Toda construcción debe poseer un sistema estructural que le permita resistir y transmitir a la cimentación los distintos tipos de cargas que puedan afectarla. Es frecuente que el sistema estructural esté pensado en función únicamente de cierto tipo de cargas (verticales p.e) y sea inadecuado para resistir otras cargas (laterales p.e). Casos muy frecuentes son los de estructuraciones que proporcionan resisten-

cia y rigidez ante cargas laterales en una dirección, mientras que en la otra no existen prácticamente elementos resistentes; estructuraciones con fuertes torsiones en planta ante cargas laterales o sistemas de techo adecuadas para cargas verticales pero no para ~~succiones~~ <sup>succiones</sup> por viento.

Para el análisis se considera un sistema estructural idealizado formado por barras y eventualmente por elementos planos, el cual se obtiene considerando que únicamente algunos de los elementos que forman la construcción tienen una función estructural y despreciando el resto. Frecuentemente se dejan de tomar en cuenta elementos que al actuar junto con la estructura principal toman partes de las cargas, lo cual da lugar a la posibilidad no solo de que tales elementos fallen por no haber sido diseñados para resistir cargas, sino de que la distribución de cargas en los elementos estructurales cambie, provocando que en algunos elementos se presentan fuerzas mucho mayores que las consideradas y se presenten fallas.

Probablemente la causa más frecuente de fallas sea el detalle inadecuado de las estructuras. Las secciones de los elementos estructurales se diseñan en general muy cuidadosamente, pero se olvida con frecuencia que, para que se puedan desarrollar su resistencia, estos elementos deben estar unidos al resto de la estructura por juntas que sean capaces de transmitir ciertos tipos de esfuerzos. Abundantes ejemplos de fallas por este concepto se verán al tratar las estructuras de concreto y acero. (Ej.: nudo rígido y viga articulada).

b) Construcción inadecuada: La resistencia de una estructura pueda resultar significativamente menor que la calculada debido a que los materiales empleados tienen propiedades mecánicas mucho más desfavorables que las consideradas o a que las dimensiones y refuerzos de la estructura fueron diferentes de los supuestos o a

que los detalles de unión y procedimientos constructivos hicieron que la estructura tra bajara en forma distinta a la supuesta.

En cuanto al primer punto hay que estar concientes que las propiedades mecánicas de los materiales estructurales (concreto, acero, madera, mampostería) tienen fluctuaciones estadísticas más o menos considerables según su proceso de fabricación y que tales fluctuaciones están cubiertas parcialmente por los valores conservadores que se toman de tales propiedades para el diseño y por los factores de seguridad adi <sup>que</sup> cionales; por lo tanto para ~~que~~ <sup>que</sup> ocurra una falla es necesario que las resistencias sean considerablemente menores que las usuales lo cual puede ser debido a que ~~se~~ <sup>haya</sup> empleado material de otra calidad (acero grado estructural en vez de grado duro) o a algún error grueso en la fabricación.

Con respecto a los errores propiamente constructivos, estos van desde la omisión de elementos estructurales, la alteración de sus dimensiones y su refuerzo; sin embargo los que son causa más frecuente de falla se deben nuevamente a las unio  
nes <sup>o</sup> detalles inadecuados de los elementos estructurales, frecuentemente por que en los planos estructurales tales detalles estaban poco claros o simplemente no existían y el constructor los resolvió a su juicio sin interpretar adecuadamente el funcionamiento estructural que el proyectista había pensado para el elemento.

Se mencionaba al principio que otra causa principal de falla es que las cargas hayan resultado considerablemente mayores que las supuestas en el diseño; este hecho puede ocurrir esencialmente por tres factores:

a) Error en la estimación de las cargas; el proyectista puede cometer errores en la estimación de la carga muerta especialmente por no considerar el peso de ele

mentos no estructurales como firmes y muros divisorios; en la carga viva, la carga de sismo y la de viento el proyectista está en general cubierto por un reglamento que le especifica el valor y las características de la carga y su error puede estar en la elección inapropiada de la carga correspondiente a la construcción. Estos errores difícilmente dan lugar a estados límites de falla pero son con frecuencia responsables de estados límite de servicio. Una causa de falla es la omisión de considerar cierto tipo de acción poco usual y que puede afectuar la estructura en cuestión (hundimientos diferenciales, temperatura, granizo, viento, etc.).

b) Cambio de cargas. Las cargas impuestas a la estructura pueden exceder significativamente a las consideradas en el diseño debido a un cambio en el uso de la estructura que puede alterar las cargas muertas por la adición de pisos, muros, rellenos, etc., no considerados en el proyecto original y las cargas vivas al cambiar el destino de las áreas construidas (p.e. de edificios de oficinas a bodega). En este caso la responsabilidad no es imputable al proyectista sino al usuario.

c) Cargas excepcionales. Puede suceder que se presenten acciones de intensidad muy superior a la especificadas por los reglamentos o a la aceptada por la práctica usual (p.e. un sismo o viento excepcional, un incendio o explosión). En estos casos, muy poco frecuentes, la responsabilidad no es imputable a <sup>a las partes</sup> ningún de los que intervienen en la construcción.

Además de las causas estrictamente estructurales, mencionadas hasta ahora pueden ocurrir fallas por la falta de durabilidad de la estructura o sea por su deterioro progresivo debido a su uso y al ataque de agentes exteriores agresivos (corrosión, p.e.)

Es muy frecuente también la ocurrencia de fallas durante la construcción.

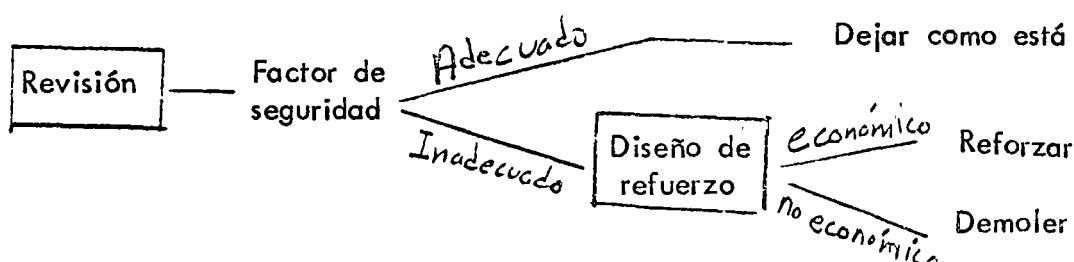
Esto puede deberse a que la estructura se someta a cargas fuertes antes de que ha ya adquirido la resistencia necesaria como es el caso de descimbrados prematuros o al hecho de que durante la construcción se presenten cargas que introduzcan fuerzas más desfavorables que las que ocurren una vez terminada la obra; por ejemplo el descansar el colado del piso superior sobre el inferior puede ser crítico o el transportar elementos <sup>e</sup>colados o la ocurrencia de vientos o temblores pequeños antes de que la estructura haya adquirido su resistencia total.

## II DIAGNOSTICO

1. Metodología

El problema puede presentarse ya sea porque una estructura se encuentra dañada por las cargas a los que ha sido sujeta, o porque presenta defectos constructivos evidentes o porque presenta indicios de ser insegura como pueden ser el hecho de que se hayan alcanzado estados límite de servicio bajo cargas relativamente bajas.

La primera pregunta que hay que contestar es si la seguridad de la estructura en su estado actual es adecuada. La contestación puede ser evidente en el sentido de que los daños que presenta la estructura indican claramente que su resistencia es insuficiente, pero en general habrá que considerar las siguientes alternativas:



Podría pensarse que el hecho de que la estructura haya sufrido daños es prueba suficiente de que su seguridad es inadecuada. Esto no es cierto ya que los procedimientos de diseño y los factores de seguridad especificados por los reglamentos tratan de que ante la acción de cargas excepcionales (p.e. sismos intensos) la estructura esté protegida contra el colapso, pero admiten que pueda tener daños en elementos estructurales y no estructurales, o sea que la estructura exceda de su range elástico de comportamiento.

Por otra parte hay que estar conciente de los peligros que implica el hecho de revisar la seguridad de una sección o elemento estructural aislado y repararlo o reforzarlo sin tomar en cuenta el comportamiento general de la estructura. Esto es particularmente cierto en el caso de fallas por sismo en que las fuerzas que se introducen en la estructura dependen en parte de la resistencia de sus elementos. Por ejemplo; una sección muy débil pero dúctil puede actuar como un <sup>u</sup> ~~f~~asible impiendiendo con su falla parcial que se introduzcan fuerzas mayores en otros elementos cuya falla puede ser de mucho mayor consecuencia.

Además hay que cuidar que el refuerzo empleado no cambie el tipo de falla del elemento de frágil a dúctil ya que en este caso la falla puede tener mayores consecuencias.

Ejemplos: En un sismo se aprecia que unas vigas de un marco presentan fluencia del acero por flexión en las uniones con las columnas. ~~S~~<sup>e</sup> refuerza, con variadas adicionales y con colado adicional. La mayor capacidad en flexión hace que, en un sismo futuro, se puedan introducir en la viga no solo mayores momentos sino mayores cortantes y que ocurra una falla más grave por este segundo efecto.

En otro caso se observó a raíz de un sismo que la rigidez de columnas en una dirección era muy baja así como su resistencia en flexión. Se optó por aumentar mucho la sección de las columnas en una parte de su altura dejándola igual en su extremo superior; esto provocó, en un sismo posterior, una falla por cortante en el tramo corto de columna con colapso parcial del piso superior.

El proceso de revisión de la seguridad implica la determinación de las car-

gas para las que debe diseñarse la estructura y el análisis de los efectos de estas cargas; esta parte no ofrece en general grandes dificultades. Se requiere también la determinación de la resistencia de la estructura en su estado actual; esta es la parte más problemática y sobre la que se tratará con cierto detalle en esta sección.

Los pasos que hay que ejecutar para lograr lo anterior son el levantamiento o sea la medición *in situ* de las características de la estructura, o de la parte de ella sobre la que haya duda, con el fin de determinar: estructuración, geometría, cargas muertas y vivas y propiedades mecánicas de los materiales y la determinación de la resistencia a través de procedimientos analíticos o experimentales que tomen en cuenta el efecto de los daños.

## 2. Revisión de la estructura

La determinación de las propiedades de la estructura se ve muy facilitada cuando se cuenta con un juego completo de planos; sin embargo la experiencia muestra que en muchísimas ocasiones no es posible obtener esta información, no solo cuando se trate de estructuras relativamente antiguas, sino también para estructuras de construcción reciente. Además, el levantamiento de la estructura es necesario también cuando se cuenta con planos, para comprobar si lo indicado en estos ha sido respetado en la construcción.

La finalidad del levantamiento es determinar:

a) Estructuración: cuáles son los elementos estructurales y como funciona la estructura ante cargas verticales y horizontales; esta determinación es relativamente fácil en la mayoría de las estructuras modernas por la sencillez de su estructuración

pero puede ser muy difícil en estructuras antiguas. Una complicación frecuente es que los elementos estructurales se encuentren ocultos por otros elementos constructivos difíciles de demoler.

b) Geometrías: cuáles son los claros y otras dimensiones de la estructura y qué propiedades tienen las secciones; esto incluye la determinación del refuerzo en secciones de concreto, lo cual es muy problemático. De hecho la determinación exhaustiva del refuerzo es prácticamente imposible; se pueden hacer calas en elementos y secciones críticas para determinar el número, tamaño y posición de las variillas. Existen métodos indirectos para determinar el refuerzo pero o no son muy precisos o son muy caros. (cover-meter) o radiografías. Uno de los aspectos más importantes y más difíciles de cubrir es el de las uniones. El averiguar como se ancla el refuerzo en una unión viga-columna de concreto es algo que requeriría prácticamente la destrucción de una gran parte de la junta.

c) Propiedades mecánicas de los materiales. Cuál es la resistencia de los materiales estructurales en las condiciones actuales es una de las preguntas más difíciles de contestar. En pocas ocasiones se cuenta con resultados de pruebas de control efectuadas durante la construcción. Para la determinación directa se cuenta con pruebas destructivas que consisten en la extracción de especímenes de la estructura misma para su ensaye en laboratorio (corazones, barras, cupones, etc). El procedimiento es costoso y puede afectar la resistencia de la estructura, por lo cual solo pueden obtenerse un número reducido de determinaciones. Sin embargo es el único confiable. En casos muy afortunados es posible identificar la calidad del material por marcas de calidad en el mismo.

Existen métodos no destructivos (ultrasónico, martillo, etc); ninguno de ellos

es muy confiable, esencialmente porque requieren de calibraciones exhaustivas. Son de utilidad para complementar los resultados de pruebas destructivas y principalmente para localizar defectos "gordos" en la calidad del material. (Ejemplo del equipo ultrasónico).

d) Determinación de cargas. La determinación directa se limita a las cargas muertas y eventualmente a las cargas vivas, especialmente cuando se trate de bodegas. Se requiere la determinación de <sup>W</sup>dimensiones y pesos volumétricos, en particular hay que determinar espesores de firmes y otros recubrimientos por medio de calas. Las otras cargas se determinan a través de los procedimientos fijados por los reglamentos.

e) Análisis. Hay que determinar rigideces de elementos y forma de conexión entre ellos, los procedimientos son los usuales.

f) Determinación de la resistencia. En el caso más simple se trata solo de un rediseño en el cual se consideran las geometrías y propiedades de materiales (y las cargas) directamente determinadas en la estructura y no las nominales. Sin embargo la gran mayoría de los casos se ven complicados por falta de datos completos sobre la estructura y por la evaluación de los efectos del daño.

Es frecuente que no se cuente más que con una idea aproximada de la resistencia de los materiales obtenida por medio de determinaciones aisladas y no de una evaluación sistemática y que no hayan podido determinarse completamente las dimensiones, geometrías y detalles de las secciones (refuerzos, tipos de unión, etc.)

El determinar cuánto se ha reducido la resistencia de los elementos estructurales con respecto a la teórica debido a los daños que se presentan, es un problema casi siempre difícil (ej. viga agrietada en tensión diagonal, columna descascarada,

6

viga de acero con pandeo local, muro de mampostería agrietado). El problema inicial es identificar el tipo de acción que ha ocasionado la falla. Lo mismo ocurre cuando los elementos presentan defectos constructivos (falta de verticalidad de una columna, falta de alineamiento de muros de niveles sucesivos, zonas defectuosamente coladas, acero corroído, etc).

Los dos problemas anteriores hacen que a veces se renuncie a llevar a cabo un diseño detallado y se opte por una restructuración completa asignando una distribución nula o pequeña arbitrariamente a los elementos existentes.

La revisión analítica de la resistencia presenta las dificultades mencionadas, la alternativa es una revisión experimental a través de una prueba de carga, cuyos resultados puedan complementar a los determinados por medio de la revisión.

### 3. Pruebas de cargas

Se trata de una determinación directa de la respuesta de la estructura ante cierta condición de carga. Se aplica un sistema de carga que, sumando a las cargas que ya están actuando sobre la estructura, dé lugar a una condición de carga de diseño incluyendo un factor de seguridad.

El procedimiento es relativamente simple para cargas verticales (carga muerta más carga viva) pero es complejo para otros tipos de carga (cargas laterales). En el primer caso está reglamentado en el Reglamento para el Distrito Federal. (se anexa el artículo correspondiente). Se pide que la carga total iguale a 1.5 veces la suma de carga muerta y viva de diseño y que no deben presentarse en estas condiciones síntomas de falla ni deformaciones irrecuperables. Esta prueba de carga se pide para la verificación de la resistencia de estructuras de seguridad dudosa y además

7

como requisito general para estructuras muy importantes como graderías de estadios.

#### Metodología:

a) carga; esta se aplica por medio de bultos de cemento o arena, de agua, de lingotes, gatos, camiones. Hay que evitar, mediante una distribución adecuada de la carga, posibles arqueos en la misma. Cuando haya real posibilidad de colapso durante la prueba es necesario proteger la estructura mediante andamios (Estructura de madera). Esto encarece bastante la prueba.

#### Mediciones;

b) <sup>la</sup> medición de deflexiones en los puntos críticos se realiza con medios ópticos o con micrómetros. Es necesario además la observación de daños (agrietamientos y su ancho, torceduras, desprendimientos, etc).

c) Observaciones. La redistribución de la carga a otros elementos puede hacer que la carga realmente aplicada sea menor que la necesaria. Hay que cargar grandes áreas. En sistemas de piso, la realización de la prueba es bastante fácil; para columnas, las cargas que hay que aplicar son muy altas y se vuelve prácticamente imposible la realización de la prueba.

Pruebas para cargas laterales. La determinación de la resistencia ante cargas laterales es posible solo en contadas ocasiones por no tener en general de donde jalar la estructura.

Se han realizado con cierta frecuencia pruebas para determinar las características dinámicas de las estructuras (rigidez periódicas, amortiguamiento) los cuales se emplean.

## REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

### Capítulo XLVII Pruebas de carga

#### ARTICULO 357 Generalidades

Se requiere efectuar pruebas de carga de estructuras en los siguientes casos:

- a) En edificios clasificados como pertenecientes al grupo A referente a diseño sismico.
- b) Cuando lo exija la Dirección General de Obras Públicas.

Las pruebas de carga en estructuras de concreto reforzado no necesitarán llevarse a cabo antes de los cincuenta y seis días siguientes a la fecha de colado.

#### ARTICULO 358 Procedimiento

Salvo que la Dirección General de Obras Públicas solicite específicamente otro tipo de prueba, se adoptará el siguiente procedimiento: la estructura se someterá a una sobrecarga que sumada a las cargas existentes, como peso propio, dé una carga total igual a vez y media la carga total de diseño. La sobrecarga se dejará sobre la estructura no menos de veinticuatro horas. Se medirán deflexiones en puntos adecuados.

Si veinticuatro horas después de quitar la sobrecarga, la estructura no muestra una recuperación mínima del setenta y cinco por ciento de sus deflexiones, se repetirá la prueba. La segunda prueba de carga no debe iniciarse antes de setenta y dos horas de haberse terminado la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado, si después de la segunda prueba la recuperación no alcanza en 24 horas el setenta y cinco por ciento de las deflexiones debidas a dicha segunda prueba. Si la estructura para la prueba de carga y

como consecuencia de ella se observan signos de debilidad, tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse.

Podrá considerarse que los elementos horizontales han pasado la prueba de carga, aun si la recuperación de las flechas no alcanzare el setenta y cinco por ciento siempre y cuando la flecha máxima no exceda dos milímetros ó  $L/20,000h$  donde  $L$  es el claro libre del miembro que se ensaye y  $h$  su peralte total en las mismas unidades; en voladizos se tomará  $L$  como el doble del claro libre.

En caso de no pasar la prueba deberá presentarse a la Dirección General de Obras Públicas un estudio proponiendo las modificaciones pertinentes y una vez realizadas estas modificaciones se verificará nuevamente la prueba de carga.

En todo caso se colocarán elementos capaces de soportar toda la estructura dejando un espacio apropiado entre ellos y ésta.

# Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings

Reported by Subcommittee 1, Safe Loads for Existing  
Concrete Buildings, ACI Committee 437

FRITZ KRAMRISCH  
Chairman

W. GORDON PLEWES

INGVAR SCHOUSBOE

Strength of existing concrete buildings may be evaluated either analytically or by static load tests. These recommendations indicate when such an evaluation may be needed, establish criteria for selecting the evaluation method, and indicate the data and conditions necessary for conducting either type of evaluation. Methods of determining concrete and steel properties used in the analytical investigation are described. It is recommended that theoretical analysis follow principles of ultimate strength design outlined in ACI 318-63, and that a structure be considered satisfactory if load factors and deflections satisfy requirements of ACI 318-63. Procedures for conducting static load tests are prescribed, and criteria are established for deflection and recovery of the structure being evaluated.

**Keywords:** buildings; cracking (fracturing); deflection; instrumentation; load tests (structural); loads (forces); nondestructive testing; reinforced concrete; reinforcing steel; static tests; strength; structures; testing; ultimate strength method (structural).

## CHAPTER 1—INTRODUCTION

### 1.1—Scope

The conditions and procedures set forth in this report are intended as recommendations of practices to be followed in an investigation to establish the loadings that can safely and serviceably be sustained by an existing concrete building except:

(a) Where evidence of possible structural weakness causing doubt about the safety of the structure appears during the construction stage or shortly thereafter, but before official approval is received for occupation of the building, in which case the applicable strength evaluation procedure will be that required by

“Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)”

(b) Where unusual design concepts make the acceptability of the structure depend on the successful outcome of a load test

(c) Where load tests are carried out for quality control or approval of mass-produced elements

(d) Where pile capacities or soil bearing pressures are determined by load tests

In Cases (b), (c), and (d), the authority having jurisdiction, hereinafter called “authority,”\* will have to refer to some other existing standards or will have to set up special requirements and procedures suitable for the type and purpose of the structure.

### 1.2—Application

The procedures stated here are intended to apply to cases where a strength evaluation of the whole or of a part of an existing building is required in connection with one or more of the following conditions:

(a) Where there is evidence of possible structural weakness, for example, excessive cracking, spalling, or deflection

(b) Where the building or a portion of it has undergone general or local damage, for example, due to excessive loading, impact, blast fire, earthquake, war damage, or deterioration caused by environment

(c) Where there is doubt as to structural adequacy when the prospective loading exceeds

\*The “authority having jurisdiction” may be the official of a railroad, industry, university, etc., as well as a building official.  
†See Section 13(e)

ACI Committee 437 was organized in 1958. Its mission is to "Collect information and report on methods of evaluating capacity of existing concrete structures. Include recommendations for theoretical analysis, field data required, and methods of securing data." The 37-man committee is under the chairmanship of Neal FitzSimons.

the service load capacity calculated under the design criteria. (The term "design criteria" includes the dimensions and details of the members, and the ultimate strength assumptions on which the original design was based.)

(d) Where there is doubt as to structural adequacy with regard to prospective loading when the original design criteria are not known

(e) Where structural portions of a building are suspected to be deficient in design, detail, material, or construction

### 1.3—General outline of investigation

The authority under whose direction an investigation is made, should:

(a) Decide which portions of the building are to be investigated to establish safe loadings for the structure

(b) Determine the amount and distribution of the loadings to be used in the analysis or tests

(c) Determine, in the case of a damaged structure, whether the degree of damage, such as cracking, spalling, deflections, etc., is excessive. (The degree of damage, indicative of any structural weakness to be classified as excessive, must be decided on by the authority.) In addition, the causes of the structural weakness should be investigated and steps undertaken to eliminate them or at least to counteract possible progressive action. If this cannot be done effectively, the structure should be placed under systematic surveillance

(d) Determine the degree of any repair necessary to permit tests to be made

(e) Provide for supervision of load test by an engineer competent in this field

## CHAPTER 2—METHODS OF STRENGTH EVALUATION

### 2.1—Alternative methods

Two alternative methods are set forth here for the strength evaluation of an existing concrete structure: the *analytical method* and the *static load test method*.

#### 2.1.1 Analytical evaluation of structural adequacy

2.1.1.1 In the investigation of the strength of an existing structure an analytical evaluation procedure may be employed. (The term "analytical evaluation" should be taken as a collective expression encompassing theoretical stress analysis of

the structure, where such analysis should take into account the details of its members and connections, properties of materials, quality of construction, and the condition of deterioration and maintenance.)

2.1.1.2 Testing of a structural model, compatible in its behavior with the existing structure, may be permitted by the authority as an aid in the evaluation of the structure.

2.1.2 *Evaluation by static load test* — Evaluation of the structural adequacy of an existing building may be made by a static\* load test procedure.

### 2.2—Choice of evaluation method

2.2.1—The authority, when requiring the strength evaluation, should select the method or combination of methods most applicable and appropriate under the circumstances.

2.2.2. *Analytical evaluation* — Analytical evaluation is recommended in cases where:

(a) Sufficient information regarding the sectional properties of the members, the details of their connections, the characteristics of the materials used, the quality of the construction, and the present condition of deterioration and maintenance are available or readily obtainable

(b) A static load test is impractical because of the magnitude of loads required and/or because of the complexity of an adequate test arrangement

(c) A static load test of members suspected to be subject to sudden failure, such as compressive failure in columns or arches, or shear or bond failure, may endanger the safety of the member or that of the entire structure

(d) The authority considers an analytical evaluation the most satisfactory or appropriate method

#### 2.2.3 *Static load test*

2.2.3.1 It is recommended that static load tests be resorted to only when the analytical method is impractical or otherwise unsatisfactory.

2.2.3.2 A static load test of a building or of a part of it is recommended if at least one of the following cases, and all of the following conditions apply:

##### Cases:

(a) The details of the structural elements and materials are not readily available

(b) The effect of the alleged deficiencies of detail, material, or construction are best evaluated by means of a load test

(c) The complexity of design concept and lack of experience with such type of structure makes the structural analysis impractical

\*In the event the structure is to be tested for dynamic loadings, special procedures for the investigation should be used.

### Conditions:

- (a) The results of a static load test permit a reasonable interpretation of the structural adequacy
- (b) The principal structural elements under investigation are primarily flexural members
- (c) The influence of adjacent structural members can be accounted for in the evaluation of the load test results

## CHAPTER 3—PREREQUISITES FOR STRENGTH EVALUATION

### 3.1—Prerequisites for analytical method of strength evaluation

3.1.1—To employ the analytical method of strength evaluation it must be possible to collect from verified records sufficient information to perform an analysis. Such information should include: (a) the sectional characteristics and details of the structural members and connections; (b) the properties of the materials used; and (c) the quality of the construction and the present condition of the structure.

3.1.2—If the information stipulated in Section 3.1.1 is incomplete, unavailable, or of questionable accuracy, missing or more reliable items of information should be determined by investigation, as follows:

3.1.2.1 The physical characteristics of members, such as size, span, type of support, restraint, etc., should be determined by field measurements and field inspection.

3.1.2.2 The significant characteristics of the concrete should be determined by means of destructive or by a combination of nondestructive and destructive methods of testing.

3.1.2.3 The location, amount, and quality of the reinforcement should be determined.

### 3.2—Testing concrete for analytical method of strength evaluation

#### 3.2.1 Destructive testing

3.2.1.1 If the characteristics of the concrete are to be determined by destructive tests of specimens taken from the structure, their number and location should be determined by the authority. If single elements, having a span of less than 25 ft (7.6 m)\* or a loaded area of less than 625 sq ft (58.1 m<sup>2</sup>) are investigated, at least two specimens should be taken from each such element. For larger spans or areas more specimens should be taken from locations well distributed throughout the portion to be investigated. A sufficient number of samples should be taken, to arrive at a reliable indication of the average strength of the concrete and the degree of its variability.

3.2.1.2 The extracted specimens for destructive testing may be drilled cores, sawed beams, or cubes which should be secured and tested in accordance with "Methods of Securing, Preparing, and Testing Specimens from Hardened Concrete for Compressive and Flexural Strength" (ASTM C 42).

#### 3.2.2 Nondestructive testing

3.2.2.1 If a nondestructive method of testing is selected a sufficient number of tests should be made to establish the characteristics of the concrete. The actual number of tests should be appropriate to the selected method, and should be determined together with their location by the authority. Nondestructive tests should be combined with a sufficient number of destructive tests to establish the necessary relationship between the nondestructive test results and the strength of the concrete.

3.2.2.2 Nondestructive methods of testing applicable to concrete are:

(a) Vibration methods such as fundamental resonance frequency and ultrasonic pulse velocity methods

(b) Radioactive methods which measure the absorption or scatter of x-rays or gamma radiation

(c) Surface hardness methods, such as rebound and indentation measuring devices

(d) Any other method by which the characteristics of the concrete can be determined without physical destruction of the specimen or the entire member or structure under investigation

### 3.3—Investigation of reinforcement for analytical method of strength evaluation

3.3.1—The size, number, and location of reinforcing bars should be determined by means of magnetic indicators, removal of concrete protection, or by other methods.

3.3.2—The yield point or yield strength of reinforcing steel must be proved either by removal of specimens of the reinforcement and submitting them to a tensile test (destructive method) as prescribed in ASTM A 370-61T or by a combination of nondestructive and destructive methods of testing.

3.3.3 *Destructive methods of testing steel reinforcement* — When the yield point or yield strength of the reinforcing steel is to be determined by destructive tests of specimens taken from the structure, their number and location should be determined by the authority.

Wherever possible, specimens should be removed at locations of minimum stress and no

\*The System International (metric) values in this report are direct conversions of the British System values shown. They do not necessarily represent common metric ranges of sizes. For practical application, the user should adjust them to conform to practice in the area where they are to be used.

two specimens should be removed from the same cross section. Locations of specimens should be separated by at least the bond development length of the reinforcing bars to avoid excessive weakening of the cross section.

If single elements, having a span of less than 25 ft (7.6 m) or a loaded area of less than 625 sq ft (58.1 m<sup>2</sup>) are investigated, at least one specimen should be taken from the main reinforcement (i.e. not stirrups or ties). For larger spans or areas, more specimens should be taken from locations well distributed throughout the portion to be investigated, to demonstrate that the same strength of steel was used throughout the structure.

**3.3.4 Nondestructive methods of testing steel reinforcement\*** — If a nondestructive method of testing is selected, a sufficient number of tests should be made to establish the characteristics of the steel. The actual number of tests should be appropriate to the selected method, and should be determined together with their location by the authority. Nondestructive tests should be combined with a sufficient number of destructive tests to establish the necessary relationship between the nondestructive test results and the yield strength of the steel material.

**3.3.5** — The yield point or yield strength of the reinforcing steel to be assumed in the analysis should be selected according to Table 3.3.5. Since small diameter bars tend to give higher values of yield strength for a given grade of steel, allowances should be made for variations in yield strength of different bar diameters.

#### 3.4—Prerequisites for strength evaluation by static load test

**3.4.1 Preliminary analysis** — An approximate analysis should be made of the portion to be tested to insure that the sequence and pattern of loading simulates the most critical combination of moment, shear, rotation, and stability and to predict the effects of the test loading (stresses and deflections) on the structure.

**3.4.2 Need of repairs** — If the building has been damaged or is in need of repair, the authority

should decide whether the load test should be performed under the existing conditions or after the completion of certain repairs.

**3.4.3 Establishing the magnitude of test load** — The magnitude of the test load should be determined in advance of test loading and should be selected on the following bases:

**3.4.3.1** Where the strength of a whole structure is under investigation, the load test should preferably be made on the whole structure. In this case, the superimposed test load (TL) should be:

$$TL = 0.25D + 1.50L$$

or

$$TL = 0.50D$$

whichever is greater.<sup>†</sup>

**3.4.3.2** Where the strength of a whole structure is under investigation, but a load test on the whole structure appears impractical, that portion of the structure indicated to provide the least margin of safety should be selected for the load test. In this case, the superimposed test load should be:

$$TL = 0.30D + 1.70L$$

or

$$TL = 0.60D$$

whichever is greater.<sup>†</sup>

**3.4.3.3.** Where the strength of only a portion of a structure is under investigation, the load test may be performed on this part alone, but care should be taken that the influence of adjacent members, including foundation, is either considered in the evaluation of the test results or eliminated by the loading and test arrangement. In this case, the superimposed test load should be:

$$TL = 0.25D + 1.50L$$

\*Recommendations for nondestructive methods of testing steel reinforcement are only general. Nondestructive methods of testing steel reinforcement in place have not been developed to the stage where specific recommendations for general use can be made.

<sup>†</sup>D is the weight of the structure plus partitions, ceiling, floor finish, etc.; L is the live load as recommended in "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures," USA Standard A58.1 of the United States of America Standards Institute.

TABLE 3.3.5—ASSUMED YIELD POINT OR YIELD STRENGTH OF REINFORCING STEEL IN PLACE TO BE USED FOR ANALYSIS

$f_y$ values from tests falling within intervals	33 up to but not including 40 ksi (2320 up to but not including 2812 kg/cm <sup>2</sup> )	40 up to but not including 50 ksi (2812 up to but not including 3520 kg/cm <sup>2</sup> )	50 up to but not including 60 ksi (3520 up to but not including 4220 kg/cm <sup>2</sup> )	60 ksi and greater (4220 kg/cm <sup>2</sup> and greater)
$f_y$ values to be used for analysis:	33 ksi (2320 kg/cm <sup>2</sup> )	40 ksi (2812 kg/cm <sup>2</sup> )	50 ksi (3520 kg/cm <sup>2</sup> )	60 ksi (4220 kg/cm <sup>2</sup> )

or

$$TL = 0.56D$$

whichever is greater.\*

**3.4.4. Instrumentation**—Instrumentation should be provided to measure the deflections in the spans considered, as well as significant movements of supports. It is recommended that strain measurements be made, and that deflection measuring devices be duplicated in critical areas.

**3.4.5. Scaffolding**—Sufficient scaffolding should be provided prior to a load test, whether or not a whole or only a portion of the structure is involved, to support the structure in case of failure. The scaffolding should be strong enough to carry safely the total dead load and superimposed live load on the portion of the building for which collapse is possible. For horizontal flexural members it should clear the underside of the structure by not more than the maximum expected deflection plus an allowance not to exceed 2 in. (5 cm). Similar arrangements should be made for other types of members. In any case, scaffolding should not influence or interfere with the free movements of the structure under the test load before actual collapse and should be designed and constructed strong enough to provide sufficient protection for all people working on, below, or beside the structure to be tested.

## CHAPTER 4—PROCEDURE OF STRENGTH EVALUATION

### 4.1—Analytical method of strength evaluation

Based on the prerequisites stipulated in Section 3.1, the safe service load carrying capacity of the structure should be found by theoretical analysis following recognized principles as outlined for ultimate strength design in ACI 318-63. To arrive at a sound judgment of structural adequacy, the theoretical results should be modified to take into account the present and anticipated future condition of the structure as affected by cracking, spalling, rusting, deformation, or other evidence of deficiency as well as by maintenance and repair.

### 4.2—Strength evaluation by static load test

**4.2.1**—All load tests should be performed under the personal supervision of a qualified engineer.

**4.2.2**—The procedure for conducting a load test should be as follows:

**4.2.2.1** Scaffolds and instruments should be installed before any test load is applied.

**4.2.2.2** Prior to the application of the superimposed test load ( $TL$ ), a load which simulates the effect of any portion of the service dead load  $D$  which is not already present should be applied and should remain in place until after the load test has been declared completed.

15  
4.2.2.3 No live load should be applied before the deflections due to the simulated dead load have effectively ceased. See Section 4.2.2.8.

4.2.2.4 After dead load deflections have ceased, existing cracks and other defects should be observed and marked.

4.2.2.5 Immediately before applying the test load or any increment of it, readings of all measuring devices should be made.

4.2.2.6 The test load should then be placed in the predetermined pattern in equal increments (not less than four).

4.2.2.7 The test loads should be applied without impact and without causing vibration of the structure to be tested. Arching of the test load should be avoided as well as any other effects preventing the tested structure from receiving its intended loading.

4.2.2.8 After each increment of load application, deflection measurements should be made at equal time intervals until the deflection has effectively ceased. (For this purpose, if the increase in deflections between two successive deflection readings taken at least 2 hr apart does not exceed 10 percent of the initial deflection recorded for the current load increment, it may be considered that the deflections have "effectively ceased.")

4.2.2.9 If the measured deflection reaches or exceeds the precalculated one, the test should be stopped and only be continued with recorded permission of the supervising engineer.

4.2.2.10 After the maximum load has been attained, the load should be left on the structure for at least 24 hr, and then removed in decrements not greater than twice the increments used on application of the test load. Readings should be taken before and after each decrement has been removed and at least 24 hr after the whole test live load has been removed.

## CHAPTER 5—EVALUATION OF RESULTS

### 5.1—Criteria for evaluation by analytical method

The structure under investigation may be deemed to have sufficient strength if the analytical investigation demonstrates that the load factors and deflections satisfy the requirements and intent of ACI 318-63 for the proposed service live load,  $L$ .

### 5.2—Criteria for evaluation of static load tests

**5.2.1**—If safety alone is the criterion for the evaluation of the structure and if the structure under the test load does not show excessive

\* $D$  is the weight of the structure plus partitions, ceiling, floor finish, etc.,  $L$  is the live load as recommended in "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures" USA Standard ASCE of the United States of America Standards Institute.

cracking, spalling, or other evidence of failure, it may be considered to have passed the test if it meets the criteria given in Section 5.2.1.1 and 5.2.1.2. In determining the limiting deflection for a cantilever,  $l$  should be taken as twice the distance from the support to the end, and the deflection should be adjusted for movement of the support.

5.2.1.1 If the maximum deflection  $\Delta$  of a reinforced concrete flexural member is greater than  $l^2/20,000t$ , but the recovery of deflection within 24 hr after the removal of the test load is at least 75 percent of the maximum deflection, the member is considered to meet safety requirements.

5.2.1.2 If the maximum deflection  $\Delta$  of a reinforced concrete flexural member is smaller than  $l^2/20,000t$ , elastic behavior may be assumed and the recovery of deflection as required under Section 5.2.1.1 may be waived.

5.2.2—If serviceability is also a criterion in the evaluation of the structure, the deflection at the superimposed load level of  $1.0L$ , in addition to the simulated dead load, for any part of the structure should not exceed that stipulated by the authority, and the significance of any cracks should be duly considered.\*

5.2.3—In case the structure has not passed the load test successfully but shows no evidence of failure, either all necessary changes or repairs should be made to make the structure adequate for the rated capacity, or a lower rating should be established, in which case the intermediate live load portion of the test load that produced the allowable deflection, divided by the load factor, should be used as a guide for establishing the new rating. No retesting of a structure or any portion thereof which has previously failed to pass a load test should be permitted.

\*For guidance purposes, cracks in exterior (exposed) members should not exceed 0.005 in. (0.013 cm); for interior (unexposed) members they should not exceed 0.010 in. (0.025 cm). In the case of severe environments, however, even narrower cracks may not be advisable.

This report was submitted to a meeting of the full committee which approved it in the form here presented.

## Sinopsis—Résumé—Zusammenfassung

### Evaluación de la Resistencia en Estructuras de Concreto Existentes

La resistencia de construcciones de concreto existentes puede evaluarse ya sea analíticamente o por

medio de ensayos de cargas estática. Estas recomendaciones indican cuándo dicha evaluación puede ser necesaria, estableciendo criterios para la selección del método de evaluación, e indicando los datos y condiciones necesarias para llevar a cabo cualquier tipo de evaluación. Se describen los métodos para determinar las propiedades del concreto y del acero usados en la investigación analítica. Se recomienda que los análisis teóricos estén de acuerdo con los principios de diseño de resistencia a la rotura establecidos en el ACI 318-63, y que una estructura sea considerada satisfactoria si los factores de carga y deflexiones satisfacen los requisitos del ACI 318-63. Se indican los procedimientos para conducir ensayos de cargas estática estableciéndose criterios para deflexión y recuperación de la estructura objeto de la evaluación.

### Evaluation de la Résistance des Ouvrages en Béton Existantes

La résistance des constructions existantes en béton peut être évaluée soit par le calcul soit par des essais de chargement statique. Ces recommandations indiquent les cas où une telle évaluation peut être nécessaire, établissent des critères pour le choix de la méthode d'évaluation et précisent les données et les conditions qui sont nécessaires pour effectuer chaque type d'évaluation. Les méthodes de détermination des propriétés du béton et de l'acier utilisées dans l'étude par le calcul sont indiquées. Il est recommandé de suivre dans l'analyse théorique les principes du calcul à rupture décrits dans le Code ACI 318-63 et de considérer une structure comme satisfaisante si les coefficients de sécurité relatifs aux charges et les flèches satisfont aux exigences de ce Code. Les processus d'exécution des essais de chargement statique sont précisés et les critères relatifs aux flèches au chargement et au déchargement sont indiqués.

### Die Abschätzung der Festigkeit bereits existierender Betonbauwerke

Die Festigkeit existierender Betonbauwerke kann entweder rechnerisch oder durch statische Belastungsversuche abgeschätzt werden. In diesem Aufsatz werden Empfehlungen gegeben, die anzeigen, wann eine solche Schätzung notwendig ist, nach welchen Gesichtspunkten die Abschätzungsmethode ausgewählt werden soll und welche Daten und Bedingungen erforderlich sind, um diese beiden Abschätzungsmethoden anwenden zu können. Ferner werden Methoden beschrieben, nach denen jene Beton- und Stahleigenschaften, die für die Rechnung erforderlich sind, bestimmt werden können. Es wird empfohlen, dass eine theoretische Analyse den für die n-freie Bemessung aufgestellten Regeln in ACI 318-63 folgt und dass ein Bauwerk als genügend standsicher betrachtet werden kann, wenn die für die Belastungsfaktoren und für die Durchbiegungen in ACI 318-63 aufgestellten Forderungen erfüllt sind. Ferner werden Versuchsmethoden zur Durchführung statischer Belastungsversuche beschrieben, und Kriterien werden aufgestellt, nach denen die Messung der Durchbiegung und deren Rückgang bei Entlastung ausgewertet werden können.

## SISTEMAS DE CONTROL Y ELIMINACION DE HUNDIMIENTOS EN LAS CONSTRUCCIONES.

El terreno de la ciudad de México es el más malo del mundo que tiene una ciudad encima; el volumen de agua que lleva en las zonas deformables pasa en muchos casos del 85% del volumen total.

En el centro de la ciudad, aproximadamente entre los 30 y 35 M, hay una capa que tiene 2 ó 3 M. de grueso de arena y arcilla altamente consolidada, a la que se le llama capa dura y es donde se acostumbra apoyar los pilotes.

De acuerdo con la consolidación que va teniendo el terreno, especialmente por el bombeo que se hace en la ciudad para alimentar a los habitantes, la ciudad se va consolidando y descendiendo más en determinadas zonas como es Nonoalco, que ha descendido aproximadamente 9 M.

Cuando se tiene un edificio pesado, digamos de 4 ó más pisos y su cimentación se hace por superficie sin ninguna otra precaución, fácilmente ésta se hunde unos 30 a 50cm. y arrastra consigo a los edificios vecinos deformándoles su fachada de una forma rectangular a una forma romboide, como jalando el extremo inferior del propio edificio en la esquina donde lo está tocando.

Cuando el edificio se encuentra apoyado sobre pilotes fijos, éste va sobresaliendo de la superficie formándose una loma que inclina a los edificios vecinos alejándolos del mismo; si son edificios de poca resistencia los agristarán precisamente ahora en sentido contrario.

Un ejemplo muy conocido de cimentación sobre pilotes fijos, es el Monumento de La Independencia en Paseo de la Reforma, donde inicialmente las 4 columnas de la periferia se encontraban a nivel de la calle únicamente sobre la guarnición y en la actualidad

se encuentran aproximadamente a 3 M. sobre el nivel de la misma calle. La cimentación de este Monumento se encuentra prácticamente al nivel de la calle también, y el número de pilotes que ésta tiene y que son de madera con un extremo de concreto como de 3 M. de largo en su parte superior es de 4 por M2, que da un total de 6,000 pilotes para todo el Monumento y además se encuentra rodeado de un ataguía de acero con una profundidad aproximada como de 6 M.

El hecho de tener en México una cimentación de pilotes fijos, - dándoles una sobrecarga que varía entre 1 y 3 Ton. por M2 de superficie perimetral de los pilotes. Esta carga parásita que puede andar al rededor de las 40 Ton por pilote, se puede transformar en carga útil de - 40 Ton. a + 40 Ton. si la cimentación se apoya sobre el terreno y permite que los pilotes vayan entrando dentro del edificio.

En un edificio que inicialmente se coloca sobre el terreno y sobre pilotes fijos, calculados estos segundos para soportar solamente la parte que no puede soportar el terreno, en poco tiempo los pilotes estarán soportando todo el peso del edificio porque este terreno ha descendido y adicionalmente soportarán una sobrecarga de fricción o adherencia negativa del terreno que se les - cuelga.

Si se permite que los pilotes puedan penetrar através de la cimentación para que ésta esté descansando todo el tiempo en el terreno; la adherencia entre la arsilla y los pilotes se aprovechará en soportar al edificio pasando la carga del mismo a los pilotes através de la adherencia; en ese caso también se aprovecha la capacidad de carga que puede soportar el terreno por superficie.

Adicionalmente se aprovecha también la sustitución que existe de acuerdo con la excavación que se haya hecho. Por último, si so-

bra la cabeza del pilote se coloca un dispositivo que soporte parte del edificio, se habrá aumentado un tipo más de cimentación. El conjunto de tipo de las cimentaciones que soportarán al edificio son: Pilote por fricción, pilote fijo, cimentación por superficie y por sustitución; en cambio, si la cimentación es solo sobre pilotes fijos, la única cimentación que existe es la de pilotes fijos en muy malas condiciones, pues tiene la sobrecarga de fricción negativa además del peso total del edificio; además, el edificio irá sobresaliendo continuamente de acuerdo con la consolidación o descenso que tiene el terreno en la longitud de los pilotes.

Pilotes fijos clavados en un terreno, dejados en el lugar donde se construirá posteriormente un edificio, producen al cabo de varios años, por ejemplo de 5 en adelante, una loma debida al terreno que se adhirió a dichos pilotes; esa loma inclinará a los edificios vecinos si estos son ligeros y se encuentran cerca del terreno piloteado.

Los pilotes que se colocan en un edificio, si estos son fijos y se les permite atravesar el edificio libremente, trabajan por fricción penetrando dentro del edificio, ayudando a soportar al propio edificio; adicionalmente ayudarán a soportar al edificio la cimentación por superficie y sustitución que existe, siempre que se logre evitar que el terreno se expanda al quitar la carga que estuviera sobre el terreno.

Aquellos edificios que son cimentados sobre pilotes fijos, muestran la loma que forma la arcilla al colgarse de los pilotes y se aprecia esto aún en sus banquetas, en la propia calle, como es el edificio San Antonio, Luis Moya e Independencia, Teatro Latino, Edificio Guardiola y muchos otros más.

El edificio que se encuentra en Luis Moya e Independencia, es un edificio con una junta de construcción en su parte central; dicha junta se ha abierto en la parte superior poco más de - - 1.50 M; probablemente esta es la separación máxima que se ha formado en todo el mundo. Es realmente muy interesante observar en el propio edificio dicho fenómeno.

El edificio Guardiola fue cimentado sobre pilotes fijos de madera con un ataguía, y este edificio se ha levantado hasta el presente año 1974 con respecto a los terrenos vecinos aproximadamente 2.50 M.

El Monumento a Cuauhtémoc de la ciudad de México, se encuentra cimentado en su parte central sobre 20 pilotes fijos que penetran libremente dentro del propio Monumento y toda la plataforma exterior se encuentra apoyada en el terreno; después de 24 años, nos encontramos que ambas partes del Monumento se encuentran en perfecto equilibrio a pesar de que en la parte central los pilotes van penetrando libremente y algunos de ellos han penetrado más de 2 M.

Si este Monumento se encontrara sobre los pilotes fijos directamente, como el Monumento a la Independencia, habría sobresalido ya en la actualidad más de los 2 M. y estaría inclinado posiblemente unos 50cm.

Las diferencias de niveles entre un pilote y otro, muestran la diferencia de resistencia en sus apoyos.

Cuando el edificio está sobre pilotes fijos como se mencionó antes, el edificio va quedando en alto y el terreno se cuelga de los propios pilotes formando loma, que inclina a los vecinos, - pero de todas maneras se despega del terreno en la base del edificio en cantidades pequeñas como se aprecia en algunos edificios.

Un edificio de ~~2~~ secciones pesado, con pilotes regularmente espaciados, digamos a cada 1.20 M. y una zona ligera con pilotes solamente en las esquinas, nos encontramos que en la zona pesada, los pilotes centrales cargan además del peso del edificio, el volumen de tierra con un prisma igual a la altura del pilote y con una sección de 1.20 X 1.20; pero los de orilla y de esquina cargan bastante más, pues no hay quien les ayude.

En forma paradójica, la zona ligera del edificio se hunde mucho más alejándose de la zona pesada y la zona pesada se hunde formando una catenaria hacia arriba y si tuviera una junta central, ésta se habría separado como se mencionó para el edificio de Luis Moya e Independencia.

El edificio del Instituto Mexicano del Seguro Social, que está hecho de 3 cuerpos, se separó por esta razón en sus dos juntas centrales con un máximo de 80cm. y teniendo una zona ligera en el frente, el edificio se inclinó hacia el frente como 40cm. Este edificio de 13 niveles, se logró descender cerca de 1 M. y enderezar de tal manera que sus juntas se cerraron conservándose en posición vertical; para ésto, hubo necesidad de transformar un porcentaje importante de los pilotes de madera que ahí se encontraron, extrayendo el último tramo del pilote de madera y poniendo en lugar de cada 3 pilotes de madera uno de concreto armado con capacidad de 100 Ton. En esta forma quedó el edificio cimentado digamos 80% sobre pilotes de control y solamente un 20% sobre el terreno y algunos pilotes de madera que trabajan muy posiblemente por fricción, los cuales probablemente van penetrando en su base conforme el edificio va descendiendo junto con las calles y banquetas.

El pilote de control muestra esencialmente 2 anclas sujetas a la cimentación con 2 tuercas circulares que son generalmente medias cañas, 2 tornillos que van de la media caña al puente, el cual sirve para transmitir la carga al pilote; sobre el pilote se encuentra generalmente 3 capas de celdas de deformación separadas entre sí por unas láminas de acero; estas celdas son aplastadas por el pi-

lote contra el puente.

Las celdas de deformación son unos cubos de madera llamada caobilla que van de tal manera que sus fibras quedan en posición horizontal y tiene la característica de deformarse automáticamente hasta dar una carga entre 2.5 y 3 Ton.; y cuando ha llegado a su límite elástico, entonces continúa su deformación importantemente sin aumentar prácticamente la carga.

Si se supone por un momento que en la zona donde se encuentra el pilote el edificio tiene un peso de 100 Ton., dicho peso es transmitido y sustentado digamos el 50% por la presión que hace la losa de cimentación sobre el terreno. El otro 50% lo soporta el pilote.

Cuando el terreno que ahí se encuentra está consolidado y empieza a descender, lo primero que sucede es que disminuye la presión que ejerce el terreno sobre la losa de cimentación y al disminuir ésta, digamos de 50 a 47 Ton., las 3 toneladas faltantes, necesariamente pasan a ser soportadas sobre el pilote, pero como éste no puede tener mayor carga sino solamente el 50% mencionado, empieza a aplastarse y el edificio desciende en forma mecánica y automática hasta volver a dar al terreno aproximadamente las 50 Ton. de que antes habíamos hablado. De esta manera, sin necesidad de mover las tuercas, el edificio va descendiendo en forma simultánea a la consolidación general que tienen las capas del terreno desde la superficie hasta el lugar donde se encuentran apoyados los pilotes.

Si el edificio empezara ahundirse, habría necesidad de quitarle carga al terreno, aumentando el número de cubos sobre el pilote, digamos a 60 Ton. por lo cual el terreno solamente soportará 40 - Tons.

Si se notara que con las 50 Ton. que se han puesto sobre los pilotes, el edificio empieza a sobresalir, se quitaría carga al pi-

- 7 -

lote digamos dejándolo a 40 Ton para pasarle 10 al terreno y que entonces ya no sobresaliera de las banquetas y las calles.

México, D.F., 17 de Junio de 1974.

  
ING. MANUEL GONZALEZ FLORES.



SISTEMAS DE CONTROL Y ELIMINACION DE  
HUNDIMIENTOS EN LAS CONSTRUCCIONES.  
(2a. etapa)

1.- El edificio "El Roble" se encuentra sobre pilotes fijos; - con tal motivo, este edificio va sobresaliendo con respecto a la calle y los vecinos; sin embargo, debido a la loma que va formando el terreno que se pega a los pilotes, inclina esta loma precisamente a los edificios vecinos que se encuentran a sus lados.

2.- El edificio del lado izquierdo se ha inclinado de tal manera que hubo necesidad de demolerlo; el 2º. edificio se inclinó recargándose en el 3º. y además se desplomó hacia el frente cerca de un metro.

Entre el 2º y el 3er. edificio que se inclinaron, hubo líos judiciales creyendo que uno era culpable del otro.

3.- El 2º. edificio, se decidió recimentarlo y en el estudio se observó que éste no descendía sino que más bien se levantaba la parte posterior pegada al Cine Roble con respecto a la anterior, por lo que se decidió bajarlo en su parte posterior. Para ello se colocaron 8 pilotes con objeto de usarlos como una maniobra para descender precisamente dicha parte posterior.

4.- Sin desocupar el edificio sino única y exclusivamente en la bodega posterior, se colocaron ahí 8 pilotes para descender dicha parte, la cual no podía lograrse sin cortar el terreno de la parte inferior para lo cual tuvo que romperse las losas en su parte central para poder excavar y formar una nueva plantilla horizontal en la cual el edificio al descender iba a descansar por superficie, ya que su cimentación por superficie soportaba ampliamente el edificio.



Al terminar el trabajo, las trabes quedaron levantadas de la superficie del suelo; pero teniendo en cuenta que las cimentaciones de pilotes de control el edificio siempre necesita estar descansando sobre el terreno y sobre los pilotes en forma simultánea, las trabes de cimentación que se encontraban en el aire, fueron prologadas hasta descansar en el terreno construyéndose en dicho lugar la zapata que éstas tenían. Posteriormente por medio de las celdas de deformación o cubos de madera, se colocó la carga que cada uno de los pilotes debería llevar, quedando en esa forma el edificio descansando sobre el terreno, digamos un 50% y sobre los pilotes la diferencia.

Se recordará que conforme el terreno desciende por la consolidación general, hay la tendencia de aumentarse la carga en el pilote, pero como ésto no puede llevar una cantidad mayor que la que las celdas soportan, éstas se van deformando permitiendo de esa manera que el edificio vaya descendiendo simultáneamente a la misma velocidad de las banquetas y jardines que lo rodean.

22 y 23.- Se presentó la necesidad de bajar el cuerpo de un edificio al nivel de los otros cuerpos; se procedió en primer término a hacer una excavación abajo del mismo, en pasillos que permitieran hacer arreglos parciales, sin llevar a cabo excavaciones totales.

La excavación tuvo una profundidad aproximada de 2.5M y en la parte inferior de los pilotes que ahí se encontraron, se procedió a proyectar una losa <sup>de 6.5 cm</sup> que los rodeara dejándolos en libertad de poderse mover con respecto a la misma, para lo cual se les colocó una lámina de acero separada de ellos 2 cm. y en la losa que se colocó directamente sobre el terreno y por ahora sin ninguna ligadura con la cimentación superior, se dejaron ya en cada lugar las anclas que en un futuro cada uno de esos pilotes ahí colocados, se recortarían y se convertirían en pilotes de control.

24.- Se coló la losa, pero teniendo en cuenta que ésto iba a servir de apoyo en determinado momento, al edificio se procedió a poner columnas y muretes de concreto de esta losa recibiendo la antigua cimentación para que en el momento que los pilotes se cortaran, el edificio ya quedara apoyado por superficie a través de estas columnas de acero y muretes de concreto.

Posteriormente se fueron recortando en forma distribuída los diferentes pilotes y al mismo tiempo se les fue colocando su respectivo control.

Por último para descender el edificio bastaba aflojar las tuercas de estos pilotes, digamos 1 cm. con lo cual el edificio descansa directamente sobre un terreno muy deformable, puesto que no había sufrido ninguna consolidación; en poco tiempo, más o menos 2 horas, todas las tuercas se encontraban nuevamente apretadas, de esa manera se logró ir descendiendo paulatinamente esta sección - del edificio hasta el nivel del resto.

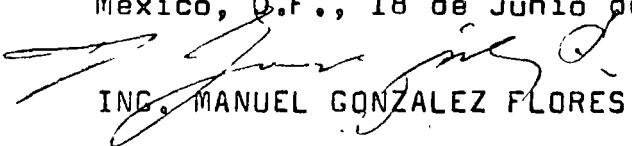
25.- Cuando se tiene la posibilidad de que un edificio, posteriormente a su construcción tenga la necesidad de meterles pilotes, se acostumbra construir en la intersección de las trabes a un lado de las columnas, un cubo de concreto atravezado por un tubo al lado de la cual se le colocan 2 anclas que servirán para sujetar el control del futuro pilote que se alojará a lo largo de este tubo hasta llegar a una capa de apoyo; a éste conjunto se le llama preparaciones para futuros pilotes de control.

De igual manera se desarrolló un sistema para colocar los pilotes - después de que está hecha la cimentación y un primer piso.

La ventaja esencial que se obtiene es de un ahorro de 3 a 4 meses, ya que este trabajo se hace simultáneamente a la construcción del edificio; otra ventaja es que si el edificio de 10 pisos va a ser inicialmente, digamos de 2 pisos, no se le ponen pilotes sino solo preparaciones.

Posteriormente, cuando se le van a construir los 8 restantes, - en ese momento cuando se va a empezar la segunda etapa, se colocan primero los pilotes. Mientras tanto el dinero del costo de los pilotes se usó en hacer <sup>Y</sup>na tercera planta, la cual produce rentas y fue útil sin dejar enterrado el dinero de los pilotes de un edificio que tal vez nunca se construiría completo; y la 3a. ventaja de ésto, que en forma sumamente breve, digamos 10 días, la colocación de 10 pilotes con su control que ayudan a - detener cualquier hundimiento que se viniera teniendo.

México, D.F., 18 de Junio de 1974.

  
INC. MANUEL GONZALEZ FLORES





# centro de educación continua facultad de ingeniería, unam

EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

## DAÑOS EN ESTRUCTURAS

DR. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS.

NORMAS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIONES

BAJO LA ACCION DEL VIENTO

Neftalí Rodríguez Cuevas

# NORMAS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIONES BAJO LA ACCIÓN DEL VIENTO

## 1. ASPECTOS GENERALES

### 1.1 Efectos provocados por el viento

Para estimar las fuerzas provocadas por el viento, al actuar sobre las construcciones, se tomará en cuenta su localización, su forma y dimensiones, su destino y sus características estructurales. El viento genera los siguientes efectos:

- a) Empuje estático, provocado por la acción del viento medio.
- b) Vibraciones inducidas por la turbulencias del movimiento del aire.
- c) Oscilaciones de gran amplitud, causadas por la generación de vórtices.
- d) Instabilidad en el movimiento de estructuras, provocada por la inestabilidad en el flujo de aire.

Estos efectos deben ser analizados en cada construcción, siguiendo los criterios que se mencionan en estas normas.

## 1.2 Consideraciones básicas

En los análisis estructurales que se realicen para verificar la estabilidad de las construcciones, se supondrá que el viento actúa en dos direcciones ortogonales, eligiendo aquellas que representan las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la construcción, o partes de ella.

Para efectos de análisis, se supondrá que cada construcción se encuentra aislada, no considerando ninguna reducción en las fuerzas generada por el viento debido a las construcciones vecinas.

Al revisar la estabilidad, se aceptará la existencia simultánea de la acción del viento, las cargas permanentes y aquellas cargas vivas que provoquen a condición más desfavorable para la estabilidad. No se considera posible la acción simultánea de viento y sismo.

## 1.3 Esfuerzos y factores de carga admisibles

Al emplearse un criterio elástico de análisis, los esfuerzos permisibles se incrementarán en 50 por ciento, respecto a los empleados en diseño para cargas permanentes, cuando la flexión, o la compresión definan las escuadrias. En miembros sometidos a tensión, o tensión diagonal, solo se permitirán incrementos en 33 por ciento.

Cuando se use un criterio de resistencia Última, se recomiendan los siguientes factores de cargas:

- a) En estructuras metálicas, cuando se diseñe fundamentalmente a flexión o tensión: 1.1
- b) En estructuras metálicas sometidas principalmente a la acción de fuerzas de compresión: 1.3

c) En miembros de concreto reforzado, que soporten fuerza normal y flexión: 1.1

d) En miembros de concreto reforzado donde se diseñe por compresión o tensión diagonal: 1.3

En construcciones del tipo 2 o 3, se permitirá reducir la magnitud de la fuerza provocada por la turbulencia o por la aparición de vórtices tomando en cuenta los efectos de ductilidad o de admitancia aerodinámica de la construcción. Para reducciones por ductilidad se usan las que se establecen en el capítulo sobre diseño sísmico, cuando no se defina el nivel de amortiguamiento crítico de la estructura. Para reducciones por admitancia se deberá conocer la escala de turbulencia local, en comparación con el tamaño de la estructura.

#### 1.4 Efectos locales

Después de analizar la estabilidad general, se revisarán las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad local, considerando el efecto de presiones interiores y los incrementos de presión exterior que mas adelante se señalan, a fin de evitar daños en fachada, cubiertas, revestimientos metálicos, ventanería, parteluces y sus uniones al resto de la construcción.

## 2. CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES

Según su destino, las construcciones se clasifican en alguno de los siguientes grupos:

GRUPO A. Construcciones que en caso de fallar causarían grandes pérdidas directas o indirectas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Se incluyen en este grupo: Edificios gubernamentales y de servicios públicos, plantas de bombeo, centrales eléctricas y telefónicas, y locales que alojen equipo especialmente costoso en rela-

ción con la estructura, sitios para albergar personas (auditorios, salas de espectáculos, estaciones terminales), aeropuertos y puentes.

GRUPO B. Construcciones en las cuales las pérdidas sean de magnitud intermedia,

como edificios para oficinas, bardas, bodegas ordinarias y cubiertas que no alberquen equipo costoso.

GRUPO C. Construcciones aislada, cuya falla no pueda normalmente causar daños a estructuras de los dos primeros grupos, a seres humanos o a materiales o equipos costosos.

Según su respuesta a la acción del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos principales:

TIPO 1. Construcciones poco sensibles a ráfagas y efectos dinámicos del viento, cuyo periodo fundamental  $T_o$  sea inferior a 0.7 seg. Dentro de este tipo se consideran construcciones para habitación, edificios de hasta 7 pisos, y aquellas construcciones cuya altura sea inferior a 21 mts.

TIPO 2. Construcciones sensibles a efectos dinámicos del viento cuyo periodo se encuentre entre 0.7 y 2 seg, sin que se presente inestabilidad del flujo de aire.

TIPO 3. Construcciones en las cuales se presenta la aparición periódica de vórtices, y cuyo periodo natural esté comprendido entre 0.7 y 2 seg. Se consideran dentro de este tipo: torres, chimeneas, tuberías, etc.

TIPO 4. Construcciones cuyo periodo sea mayor a 2 seg, en las cuales se genera inestabilidad aeroelástica debido a las características geométricas de la construcción, así como al acoplamiento de los modos de vibrar en flexión y torsión. Se incluyen construcciones en las cuales  $d/(T_o V)$  resulta igual a 0.15, donde:

d dimensión transversal al flujo de la sección transversal de la estructura, en m

$T_o$  periodo natural medio de la estructura, en seg

V cualquier velocidad de viento, comprendida entre cero y la velocidad de diseño, en m/seg

Corresponden a este tipo, edificios altos mayores de 20 pisos, cubiertas colgantes, líneas de transmisión, puentes colgantes, tuberías colgantes y aquellas construcciones cuya sección transversal induzca la separación periódica de las líneas de flujo de aire.

### 3. VELOCIDAD DE DISEÑO

#### 3.1 Velocidad básica

Se define como velocidad básica, V, la que se supone actuando horizontalmente a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno, registrada como valor medio en 15 seg de medición.

Para construcciones del grupo B, la velocidad básica de diseño se calculará mediante:

$$V = k_1 k_2 V_o$$

donde:

$k_1$  factor de topografía

$k_2$  factor de recurrencia

V velocidad básica de diseño, en km/h

$V_o$  velocidad regional, en km/h

La velocidad regional de diseño  $V_o$  se tomará del mapa que forma parte de estas recomendaciones (fig 1), localizando el sitio de la construcción mediante sus coor-

denadas ( longitud y latitud).

El factor de topografía  $K_1$  se tomará igual a 1 en terreno plano, e igual a 1.15 en promontorios, zonas en el centro de las ciudades o en zonas residenciales o industriales.

El factor de recurrencia  $K_2$  se tomará igual a 1 en construcciones del grupo B, mientras que para construcciones del grupo A se tomará igual a 1.15. Para construcciones del grupo C no será necesario hacer ningún análisis para revisar su estabilidad. Para construcciones provisionales en las cuales se pueda aceptar un riesgo mayor, puede considerarse  $k_2 = 0.75$  a criterio del Ingeniero, siempre y cuando no se causen daños previsibles a vidas humanas o bienes importantes.

### 3.2 Variación de la velocidad con la altura

Para analizar construcciones altas se aceptará que la velocidad de diseño a una altura  $z$  sobre terreno, queda definida por:

$$V_z = (0.1 z)^x V$$

donde:

$z$  altura sobre el suelo, en m

$x$  exponente cuyo valor depende de la velocidad del viento y de la topografía del terreno que rodea la construcción. Su valor se tomará de la siguiente tabla

Topografía	Velocidad del viento menor a 100 k/h	Velocidad del viento mayor a 100 k/h
Terreno plano	0.15	0.085
Promontorios	0.10	0.10
Zonas accidentadas (centro de ciudades, zonas arboladas)	0.35	0.175

#### 4. CRITERIOS DE DISEÑO POR VIENTO

Al diseñar las estructuras para resistir la acción del viento se deben considerar los siguientes aspectos, dependiendo de su tipo :

- a) Empujes y succiones de tipo estático
- b) Empujes y succiones provocados por la turbulencia
- c) Acciones provocadas por la aparición de vórtices alternantes periódicos
- d) Separación periódica de la circulación vorticoso que provoque inestabilidad aeroelástica.

Para diseñar construcciones del tipo 1 bastará analizar los efectos provocados por el viento, de acuerdo con los procedimientos del cap 5.

Las estructuras del tipo 2 se analizarán como las de tipo 1, adicionando a las cargas estáticas los efectos dinámicos provocados por la turbulencia, valuándolos mediante los procedimientos del cap 6.

Las construcciones del tipo 3 deberán ser diseñadas de maner similar a las de tipo 2, revisando además su capacidad para resistir, con desplazamientos inferiores a  $H/300$ , los efectos provocados por vórtices alternantes, como se establece en el cap 7.  $H$  es la altura de la construcción sobre el terreno.

Para diseñar las construcciones del tipo 4 se adoptarán los criterios de diseño publicados, que tomen en consideración la turbulencia y los efectos de inestabilidad aeroelástica, presentando a las autoridades competentes estudios especiales que justifiquen la estabilidad de las construcciones de este tipo.

#### 5. EMPUJES ESTATICOS DEL VIENTO

5.1 Las presiones, o succiones provocadas por el viento, siempre se considerarán actuando normalmente a la superficie.

5.2 La magnitud de las presiones estáticas se estimará mediante:

$$p = NCV^2$$

donde :

C coeficiente de empuje

N coeficiente de densidad del aire, igual a  $0.005 \frac{8+a}{8+2a}$

a altura sobre el nivel del mar, en km

p presión, en  $\text{kg/m}^2$

V velocidad de diseño, en  $\text{km/h}$

El coeficiente de empuje, C, será positivo cuando el viento empuje contra la superficie y negativo cuando provoque succión.

Los valores de C que deben ser empleados dependerán de la forma exterior de la construcción, y sus valores numéricos provendrán de estudios realizados en modelos a escala colocados dentro de túneles de viento.

En el cap 8 se recomiendan algunos valores de coeficientes de empuje para revisar el diseño de una construcción.

### 5.3 Revisión de la estabilidad general

Para calcular las reacciones y el momento de volteo provocado por el viento en una construcción, se calculará la fuerza resultante de la acción de este multiplicando la presión de diseño correspondiente por el área expuesta equivalente.

Por área expuesta equivalente, se entenderá:

a) En superficies planas, el área total de la superficie

b) En construcciones tipo torre de sección circular, o aproximadamente circular, la proyección vertical de la sección transversal

c) En estructuras reticulares del tipo de armaduras, 20 por ciento del área limitada por las aristas exteriores de las armaduras

d) En techos en forma de diente de sierra, la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los restantes.

e) Para valuar la resultante de las succiones verticales, se considerará como área expuesta al total de la proyección horizontal del techo de la construcción.

La posición de la resultante de la acción sobre el área expuesta, se supondrá coincidente con el centro de presión. Para tomar en consideración cambios en la dirección del viento, se aceptará además la existencia de una excentricidad accidental.

En dirección horizontal, la excentricidad accidental se valuará mediante  $\pm (0.3 L^2 / 8H + 0.05 L)$  cuando la relación  $L/H$  sea inferior a 2; se usará  $\pm 0.125 L$  cuando la relación  $L/H$  sea superior a 2. En las expresiones anteriores  $L$  es la longitud horizontal del área expuesta y  $H$  la altura sobre el suelo del área expuesta.

En dirección vertical, se considerará la posibilidad de una excentricidad accidental igual a  $\pm 0.05 H$ .

Se debe considerar la combinación de signos que simultáneamente provoque la excentricidad accidental más desfavorable.

#### 5.4 Volteo

Para verificar la seguridad de las construcciones contra volteo, se analizará este efecto considerando simultáneamente la acción de cargas vivas que tiendan a incrementario; se revisará que todas las construcciones tengan como mínimo un factor de seguridad de 1.5 por este concepto.

#### 5.5 Presiones interiores

Además de revisar la estabilidad general de la construcción, deberá estudiarse con cuidado el efecto de presiones interiores y la existencia de concentración de presiones en la proximidad de las esquinas de las construcciones ( cap 8 ).

## 6. EFECTO DE LA TURBULENCIA

### 6.1 Turbulencia

Se debe considerar el efecto de la turbulencia en el análisis de la estructura, estudiando las vibraciones que esta genera, mediante análisis dinámicos en estructuras cuyo período natural  $T_0$  sea mayor que 0,7 seg.

### 6.2 Método de análisis

Para estimar los efectos que provoca la turbulencia en las construcciones, se seguirá el siguiente procedimiento:

a) Se considera que la estructura está sometida a la acción de las cargas estáticas definidas en el cap 5, calculándose los desplazamientos  $Y$  que provoca la acción estática del viento, y los esfuerzos  $S$  que se generan dentro de la estructura.

b) Para valuar los efectos dinámicos provocados por el viento, se multiplican los valores  $Y$  o  $S$  antes obtenidos por el factor dinámico de carga máximo (FDC)<sub>máx</sub>.

Para valuar el factor dinámico de carga máximo, se puede emplear alguno de los métodos siguientes:

Método determinístico, para aquellos sitios en los cuales se hayan medido las características de la turbulencia en vientos intensos.

Método estadístico, para aquellos lugares en los cuales no existan mediciones previas a una construcción, de las características de la turbulencia.

Al aplicar cualquiera de los métodos anteriores, se obtendrán factores dinámicos de carga que se usarán para revisar el diseño de una estructura, pero en ningún caso se aceptarán valores menores del 1.75 - 1/900 para el factor dinámico de carga

generado por una ráfaga.  $L$  es la longitud total de la construcción, en m, perpendicular a la dirección del viento, siendo  $L$  menor de 400m.

## 7. EFECTO DE VORTICES ALTERNANTES

### 7.1 Consideraciones de análisis

Para considerar este efecto, que generalmente se presenta en cilindros, se analizará la estructura suponiendo la existencia de una fuerza horizontal que varíe armónicamente con el tiempo

Dicha fuerza se calculará mediante las siguientes expresiones, seleccionándose como valor de diseño el que provoque la condición más desfavorable en la estructura.

### 7.2 Fuerza alternante

La fuerza que provocan los vórtices se define por las expresiones:

$$a) \quad \text{F}_v = p \cdot \frac{C_k}{C} \cdot d \left( \sin \frac{2\pi}{T} t \right)$$

donde:

$C$  coeficiente de empuje

$C_k$  coeficiente, igual a 0.2 si  $d > 1$  m, igual a 1 si  $d < 1$  m en secciones circulares; 0.5 si  $d > 1$  m; 1.5 si  $d < 1$  m en secciones rectangulares

$d$  diámetro de la sección transversal, en m, o ancho de la sección perpendicular al flujo, en secciones rectangulares

$F_v$  fuerza alternante por unidad de longitud, a lo largo del eje de la estructura, en kg/m

$p$  presión de diseño, en kg/m<sup>2</sup>

$T$  período de la fuerza alternante, igual a  $18 d/V$ , para secciones circulares, o  $15 d/V$ , para rectangulares

$V$  velocidad de diseño, en km/h

$$b) \quad 2F_v = 1.6 p \frac{C_k}{C} (T/T_o)^2 d (\operatorname{sen} \frac{2\pi}{T_o} t)$$

donde:

$2F_v$  fuerza alterante por unidad de longitud, en sentido perpendicular a la dirección del viento, en kg/m

$T_o$  es el período natural de la estructura, en seg

### 7.3 Uso de barras contra vórtices

En zonas donde se presenten altas velocidades de viento, se recomienda el empleo de barras contra vórtices para evitar la generación de estos en estructuras cilíndricas.

Se considera que dichas barras son tubos o placas adheridos a la superficie exterior de un cilindro a lo largo de espirales que rodean a la superficie.

Cuando se coloquen tubos para formar las barras, cuyo diámetro sea igual a la vigésima parte del diámetro de la estructura, y disten entre siete y diez veces el diámetro de esta, generalmente evitan la aparición de vórtices cuando se aplican en toda la longitud del cilindro.

Placas metálicas adheridas a la superficie que sobresalgan la décima parte del cilindro, con un paso de cinco diámetros, colocados en espiral, formando sectores de  $120^\circ$ , evitan las vibraciones generadas por vórtices.

Al emplear barras contra vórtices en una construcción cilíndrica, se debe considerar la modificación del coeficiente de empuje que se menciona en 8.7

## 8. COEFICIENTES DE EMPUJE

Para valuar los efectos de la presión exterior se usarán los coeficientes que se mencionan a continuación.

### 8.1 Paredes rectangulares verticales

Cuando el viento actúe perpendicularmente a la superficie expuesta, se

tomará  $C = +0.75$  en el lado de barlovento y  $C = -0.68$  en sotavento. Para analizar la estabilidad de paredes aisladas, como bardas, se sumarán los efectos de succión y presión, tomando en consideración los efectos de excentricidades accidentales.

### 8.2 Edificios prismáticos rectangulares

En paredes de barlovento y sotavento se usarán los coeficientes de empuje señalados en 8.1. En las paredes paralelas a la dirección del viento, así como en el techo, si este es horizontal, se distinguirán tres zonas: en la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia  $H/3$ ,  $C = +1.75$  en la segunda, que abarca hasta  $1.5 H$  desde la misma arista,  $C = -1.00$ , y en el resto,  $C = -0.40$ .

En techos inclinados o cilíndricos se establecen las mismas zonas en cubiertas con generatrices y arista paralelas a la dirección del viento.

### 8.3 Cubiertas de arco circular

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices de la cubierta, se distinguirán tres zonas: de barlovento, que se extiende hasta el punto en que la tangente a la cubierta forma un ángulo de  $45^\circ$  respecto a la horizontal; central, entre los puntos en que las tangentes forman ángulos de  $45^\circ$  y  $135^\circ$  respecto a la horizontal, y de sotavento, a partir del límite de la zona central.

a) En la zona de barlovento, si la flecha vertical del cilindro guarda una relación con el claro paralelo a la dirección del viento menor de 0.20, se usará  $C = -0.70$ . Si la relación flecha a claro es mayor de 0.20,  $C = 4.35 (D/B) - 1.57$

donde:

B es el claro de la cubierta, en m y D la flecha de la cubierta, en m.

- b) en la zona central,  $C = -0.95 (D/B) - 0.71$
- c) en la zona de sotavento,  $C = -0.55$

#### 8.4 Cubiertas con dos aguas

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las aristas, se considerará en la superficie de barlovento la existencia de las tres zonas mencionadas en 8.2

Los coeficientes de empuje dependen de la inclinación del techo, usándose los siguientes:

- a) Para  $\theta < 15^\circ$ , en la superficie de barlovento se usará: en la zona de barlovento,  $C = -1.75$ ; en la central,  $C = -1.00$  y en la de sotavento,  $C = -0.40$ . En la superficie inclinada de sotavento,  $C = -0.68$ .
- b) Para el intervalo  $15^\circ < \theta < 65^\circ$  deberá tomarse de entre las siguientes, el coeficiente de empuje más desfavorable :

En la superficie de barlovento, en la zona de barlovento,  $C = -2.1 + 0.023 \theta$ , ó  $C = 0.012 \theta$ ; en la zona central,  $C = -1.2 + 0.013 \theta$ .

- c) para  $\theta > 65^\circ$ , se usarán:

En la superficie de barlovento, en la zona de barlovento,  $C = 0.75$ ; en la zona central,  $C = 0.75$ , y en la de sotavento,  $C = 0.75$ . Para la superficie de sotavento,  $C = -0.68$ .

En las expresiones mencionadas en los incisos anteriores, se entenderá que la inclinación de la cubierta respecto a la horizontal, está expresada en grados.

#### 8.5 Cubiertas con una sola agua

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices horizontales, y la cubierta esté en barlovento, se usarán los mismos coeficientes de empuje señalados en 8.4.

Si la cubierta es una superficie en sotavento y su inclinación excede  $15^\circ$ ,

se usará  $C = -0.68$ . Si la inclinación es menor, se tratará como cubierta horizontal empleándose los coeficiente mencionados en 8.2

#### 8.6 Cubiertas en forma de diente de sierra

Cuando el viento actúa perpendicularmente a las generatrices, la superficie del primer diente estará sometida a presiones iguales a las definidas en 8.5. En los demás dientes, se considerará  $C = -0.68$ .

#### 8.7 Estructuras cilíndricas

Para estructuras cilíndricas en las cuales se intenta revisar la estabilidad general, teniendo una altura  $H$  y un diámetro  $d$ , el coeficiente de empuje dependerá de la relación  $H/d$  y de la rugosidad de la superficie del cilindro.

A continuación se definen coeficientes de empuje para relaciones  $H/d$  iguales a 1, 7 y 25.

a) Cuando la superficie exterior esté lisa, siendo de metal, madera o concreto,

$$C_1 = 0.45, C_7 = 0.5 \text{ y } C_{25} = 0.55$$

b) Cuando la superficie presente rugosidad o barras cilíndricas contra vórtices,

$$C_1 = 0.7, C_7 = 0.8 \text{ y } C_{25} = +0.9$$

c) Cuando la superficie sea muy rugosa o con barras contra vórtices formadas

$$por placas, C_1 = 0.8, C_7 = 1.0 \text{ y } C_{25} = 1.2$$

d) Cuando la sección transversal del cilindro sea poligonal,  $C_1 = 1.0$ ,

$$C_7 = 1.2 \text{ y } C_{25} = 1.4$$

En los incisos anteriores, el subíndice de  $C$  indica el valor de la relación  $H/d$  para la cual fueron establecidos.

Cuando la estructura cilíndrica esté cubierta por una superficie esférica, en la el radio sea superior o igual a  $1.5 d$ , se usará un coeficiente  $C = -1.00$ , aplicando al

área expuesta horizontal, para valuar la succión total sobre la cubierta.

Para revisar la pared lateral de depósitos cilíndricos, se supondrá una distribución variable de presión a lo largo del perímetro y se usarán los coeficientes de empuje que aparecen en la siguiente tabla.

Angulo central, en grados	Coeficiente de empuje		
	$H/d = 1$	$H/d = 7$	$H/d = 25$
0	1.0	1.0	1.0
15	0.8	0.8	0.8
30	0.1	0.1	0.1
45	-0.7	-0.8	-0.9
60	-1.2	-1.7	-1.9
75	-1.6	-2.2	-2.5
90	-1.7	-2.2	-2.6
105	-1.2	-1.7	-1.9
120	-0.7	-0.8	-0.9
135	-0.5	-0.6	-0.7
150	-0.4	-0.5	-0.6
165	-0.4	-0.5	-0.6
180	-0.4	-0.5	-0.6

El ángulo central se mide a partir del diámetro paralelo a la dirección del viento, y desde el extremo correspondiente a barlovento.

## 8.8 Trabes y armaduras

En trabes y armaduras aisladas, se usará un coeficiente  $C = 2.0$ . Este valor podrá disminuirse si se emplean resultados de pruebas en túneles de viento. Cuando alguna trabe o armadura se encuentre protegida en el lado de barlovento, el coeficiente de empuje puede reducirse hasta  $C = r_x$ , siendo  $r = 0.1$  en trabes y 1.5 en armaduras;  $x$  es la relación entre la separación y el peralte de las trabes.

Para el diseño de estructuras continuas, se deberá analizar cada sección crítica, considerando que en cada claro actúe la acción del viento de manera independiente, usando entre 75 y 100 por ciento del valor máximo para  $C$ , como condición alterna de diseño.

Para el diseño de armaduras se deberá considerar en adición al empuje en el sentido del viento, la acción transversal calculada mediante el empleo de los coeficientes  $C_L$  y  $C_T$  definidos en la tabla 1. Las fuerzas se estimarán mediante las expresiones:

$$F_L = N C_L V^2 A$$

$$F_T = N C_T V^2 A$$

siendo  $A$  el área expuesta por el perfil que se analice.

## 8.9 Presiones interiores

Cuando el porcentaje de aberturas ( $n$ ) de la construcción, sea mayor que 30%, se usarán coeficientes de empuje iguales a 0.8 ó -0.6. Se adoptará el valor más desfavorable de  $C$ , al combinarse con el efecto exterior del viento, para analizar la estabilidad de la estructura.

Cuando el porcentaje de aberturas sea nulo, se tomará  $C = \pm 0.3$ , interpolándose linealmente, para valores de  $n$  comprendidos entre 0 y 30%.

LINEAS DE IGUAL VELOCIDAD DE  
DISEÑO, POR LA ACCIÓN DEL VIENTO,  
EN LA REPUBLICA MEXICANA  
(EN KM/HORA)

A UNA ALTURA DE 10 METROS SOBRE EL  
NIVEL DEL TERRENO, OBTENIDAS A PAR-  
TIR DE DATOS DE VELOCIDADES RECOPI-  
LADOS DE 1940 A 1973

GOLFO  
DE  
MEXICO

VELOCIDADES DE DISEÑO EN OBSERVATORIOS					
Localidad	Edo	Velocidad de diseño	Localidad	Edo	Velocidad de diseño
Acapulco	Gra	175	Monterrey	N.L.	115
Ciudad Guzman	Cam	210	Morelia	Mich	85
Coatzacoalcos	Ver	175	Oaxaca	Oax	115
Colima	Col	145	Pachuca	Hgo	190
Culiacan	Sin	85	Progreso	Yuc	175
Chapinero	Mex	85	Puebla	Pue	85
Chihuahua	Chih	145	Queretaro	Oro	100
Chilpancingo	Gra	85	Salina Cruz	Oax	210
Distrito Federal	DF	85	Saltillo	Coah	115
Durango	Dgo	85	San Luis Potosi	SL.P.	100
Guadalajara	Jal	100	Santa la Marina	Tama	250
Guanajuato	Gto	85	Tampico	Tama	175
Guaymas	Son	145	Tapachula	Chi	85
Hermosillo	Son	100	Tepic	Nay	70
Huajuco	Jal	70	Tlaxcala	Tlax	115
Isla Maria Madre	Nay	175	Toluca	Mex	85
Jalapa	Ver	130	Torreón	Coah	130
La Paz	B.C.	130	Tuxtla Gutierrez	Chi	85
Leon	Gto	85	Tulancingo	Hgo	85
Manzanillo	Col	235	Valle de Chalco	Yuc	100
Mazatlan	Sin	220	Veracruz	Ver	250
Merida	Yuc	100	Zacatecas	Zac	130

No.	Forma de la sección y dirección del viento	$C_L$	$C_T$
1		2.03	0
2		1.96 2.01	0
3		2.04	0
4		1.81	0
5		2.00	0.30
6		1.83	2.07
7		1.99	-0.09
8		1.62	-0.48
9		2.01	0
10		1.99	-1.19
11		2.19	0

Tabla 1 Coeficientes de arrastre y de empuje transversal para diversos perfiles





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam

EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

DAÑOS EN ESTRUCTURAS

DR. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS.

# Vientos generados por un ciclón y sus efectos en estructuras construidas en la región de Acapulco

Neftalí Rodríguez Cuevas\*

## RESUMEN

El 16 de junio de 1971 se presentaron vientos intensos provocados por una tormenta tropical, en la región vecina a Acapulco, Gro., que causaron daños cuantiosos en algunas construcciones.

En este trabajo se resumen las investigaciones llevadas a cabo, con el fin de establecer las características de los vientos, sus intensidades y sus efectos, tanto en la modificación de las mareas en la bahía del puerto, como en las vibraciones que generó y transmitió sobre la superficie terrestre.

Además, se estudiaron los registros obtenidos en diversas estaciones de medición con fines comparativos, y para definir los efectos dinámicos que provo-

caron en estructuras simples con diversos períodos naturales, y establecer los tipos de estructuras que resultarían más dañados durante el ciclón.

Se presenta evidencia de daños en estructuras construidas en la región, se describen las causas probables, y se establecen recomendaciones para ser usadas en diseños posteriores que traten de evitar los daños observados.

Finalmente, se definen posibles procedimientos para prever la aparición de vientos con altas velocidades, basados en los elementos de juicio que proporcionan diversos aparatos de medición y registro, así como recomendaciones de carácter general para atenuar los daños que pueden ocasionar en construcciones los ciclones que periódicamente aparecen en las regiones de la costa sur de la República Mexicana.

## 1. INTRODUCCIÓN

Anualmente se generan perturbaciones atmosféricas en la región noreste del océano Pacífico que provocan los ciclones que afectan las costas mexicanas. En junio de 1971, se generó un ciclón en esa zona que provocó vientos intensos cuyas características y efectos se describen en este escrito.

Se estudian las características de ciclones y tormentas tropicales, para compararlos con el de Guerrero, y así clasificarlo. Una vez definidas sus características, se describen los efectos que provocó, tanto desde el punto de vista de vientos, como de las vibraciones que originó en el mar y la corteza terrestre, analizando los registros de estaciones de medición de diversos tipos

Se hace un estudio comparativo de los efectos dinámicos que provocaría en estructuras simples, con los que han provocado vientos intensos en la ciudad de México, estableciendo similitudes y diferencias.

Se presenta evidencia gráfica de los daños ocasionados en construcciones de la zona afectada, explicando las causas probables y la manera de evitar la repetición del mismo tipo de daños.

Finalmente, se comentan algunos aspectos que podrían disminuir la probabilidad de daños similares en lo futuro, durante la temporada de ciclones.

## 2. ESTRUCTURA DE UN CICLON

Los vientos superficiales que se presentan durante un ciclón giran con un movimiento espiral hacia su centro, hasta que se aproximan a la pared interior de la tormenta, donde se localizan los vientos más intensos y el clima es pésimo. Las corrientes de aire que convergen hacia el centro, tienden a ascender en esta área para provocar nubes altas y lluvias torrenciales. Dentro de la pared interior se forma el ojo del ciclón; al penetrar al centro, disminuye la velocidad del viento y cesa la lluvia.

Los ciclones tropicales severos tienen una vida variable, con promedio de duración de seis días, desde el instante en que se inicia la perturbación hasta que entran a tierra, o giran para regresar a la zona tropical. Algunas tempestades duran solamente horas, mientras que otras han durado dos semanas.

La evolución de un ciclón, desde su formación hasta que desaparece, comprende cuatro etapas.

### a) Etapa formativa

Las tempestades tropicales se generan al perturbarse la circulación atmosférica. La penetración en la parte inferior de la atmósfera dura varios días para establecer vientos difusos en un área grande. En ocasiones la generación puede ser tan rápida que establece el centro de vórtice en doce horas, sobre todo en ciclones inmaduros.

Desde el punto de vista mecánico, los ciclones son vórtices independientes, en masas de aire inestable. Su formación depende de la vorticidad del movimiento de masas de aire, de gradientes térmicos y de la aceleración de Coriolis en la zona.

Modelos matemáticos (ref 1) y estudios experimentales (ref 2) indican que los vórtices son generados en las fronteras de corrientes de fluidos aisladas, de carácter estacionario, con masas cuasiestacionarias, que tratan de suprimir la caída de energía en las fronteras del fluido.

La fig 1 muestra experiencias de laboratorio para generar vórtices en agua, mediante un chorro vertical,

indicando claramente el movimiento y el sentido de rotación del vórtice. Estos vórtices se generan por efectos localizados de turbulencia, algunos segundos después de iniciado el flujo, por la aparición de pequeños remolinos inestables, los cuales tienden a destruirse o a incrementar a uno de ellos, que es el que finalmente se estabiliza. Su eje tiende a estar inclinado respecto a la vertical, y girar con movimiento cónico. Gradualmente, y a medida que se estabiliza, el eje tiende a ser vertical.

En el caso del ciclón en estudio, en la fig 2 se muestra la fotografía obtenida por el satélite ESSA-8, el día 10 de junio, de la zona en la que se generan los ciclones que afectan a la República Mexicana en la zona del Océano Pacífico, próxima a las costas de Centroamérica. La existencia de una zona inestable está marcada con una flecha.

En esa zona, al iniciarse un ciclón, los vientos permanecen en niveles de baja velocidad, aunque se nota que la presión barométrica empieza a descender bajo los valores medios en la zona.

### b) Etapa inmadura

No todos los ciclones evolucionan normalmente, ya que en ocasiones pueden desaparecer 24 horas después de que se han presentado vientos de alta velocidad. Si llega a presentarse la intensificación del ciclón, la presión tiende a disminuir abajo de 1 000 milibarios. Vientos de fuerza huracanada forman una banda estrecha alrededor del centro. Las nubes y la distribución de lluvias cambia y se presentan bandas estrechas organizadas que tienden hacia el centro con movimiento espiral. Estas condiciones existen solamente en un área pequeña.

### c) Etapa madura

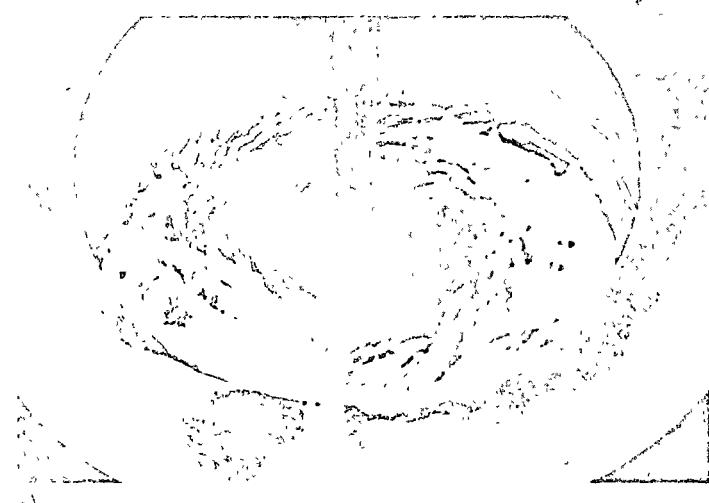
La presión barométrica no disminuye en el centro y la velocidad de los vientos máximos ya no tiende a incrementarse. En vez de incrementarse la velocidad, la circulación se extiende durante la etapa madura, la cual puede durar una semana.

Mientras que los vientos ciclónicos podrían encontrarse en una zona de 35 a 55 km de radio, en la segunda etapa esta zona aumenta su radio hasta 360 km en un ciclón maduro.

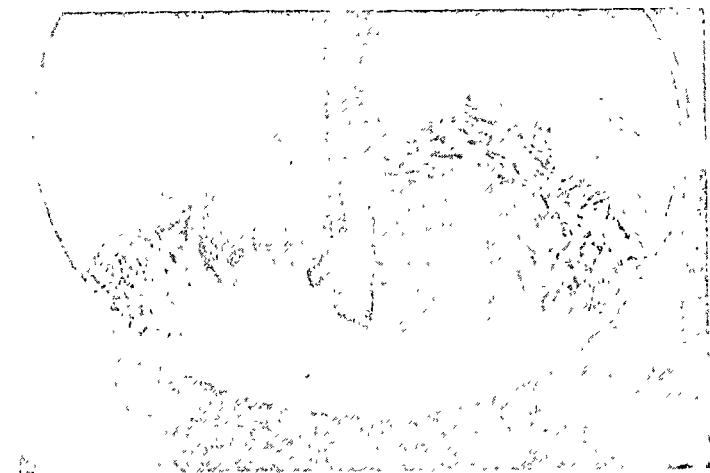
Es sorprendente observar la variación del diámetro en los ciclones maduros. Aun con presiones centrales menores de 950 milibarios, el radio de algunas tormentas es de 100 a 200 millas. Si la presión atmosférica tiene un valor promedio de 1 000 mb, en el área de la tormenta, la masa de aire que se mueve resulta



a)



c)



b)



d)

Fig. 1 Vórtice generado experimentalmente por la acción de una corriente vertical en el tubo, al chocar contra un plano perpendicular a la corriente

ser de  $3 \times 10^{11}$  hasta  $10^{12}$  ton. En contraste, tormentas con condiciones similares de presión en la superficie, pueden alcanzar radios de 1 000 km, y una masa de  $3 \times 10^{13}$  ton, aunque en la zona de altas velocidades solo se mueven masas de  $5 \times 10^{12}$  a  $1 \times 10^{13}$  ton

Al mover más masa con la misma cantidad de energía generada en la segunda etapa, las velocidades del viento en la periferia resultan ser menores en los ciclones de gran diámetro que en ciclones de pequeño diámetro

El movimiento promedio del centro del ciclón es de aproximadamente 25 km/h, un ciclón pasa por un punto de observación en un tiempo que varía desde una hasta veinte horas, ya que los ciclones raramente siguen valores medios, esto se debe a que, en ocasiones, el punto de observación se encuentra lejos del centro del ciclón, por lo que los vientos tardan más de un día en cruzar la zona de observación

#### d) Etapa de desaparición

A medida que las tormentas se trasladan desde el trópico y se mueven hacia el oeste, su tamaño disminuye. En ocasiones el ciclón desaparece, en otras solamente las características tropicales desaparecen, mientras que el ciclón se desplaza hacia las zonas polares, en ocasiones con vigor renovado, hasta llegar a latitudes de  $50^{\circ}$ . Las causas que disipan a los ciclones pueden ser:

El ciclón empieza a moverse sobre un terreno con topografía rugosa

Entra aire frío en el sistema de aire en movimiento, lo que explica la desaparición de los ciclones al aumentar la latitud

Masas de aire seco penetran en la circulación atmosférica, provocando la disipación

Los ciclones que se forman en las zonas tropicales, y que se mueven hacia el noroeste, debido a la circula-

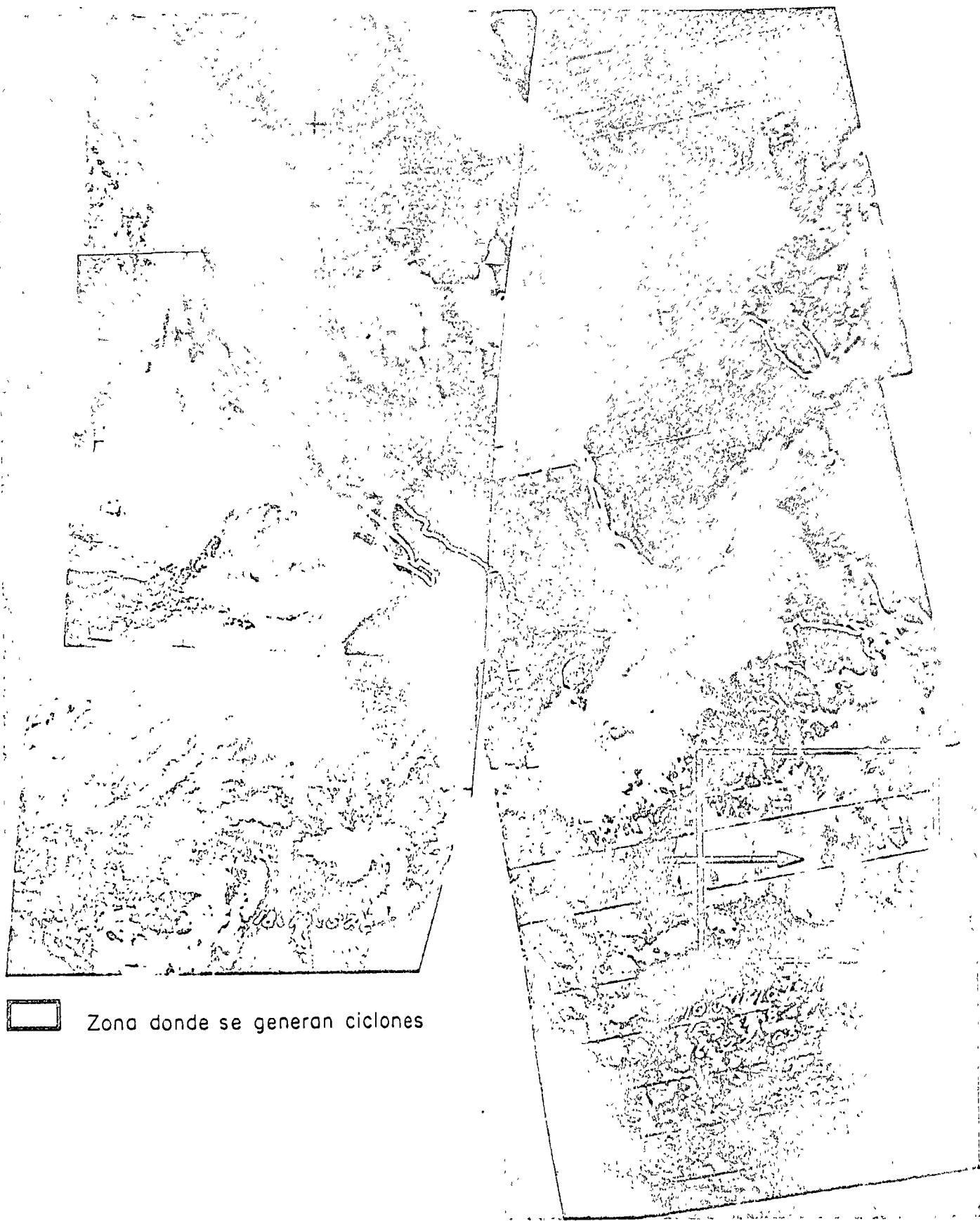


Fig 2. Fotografía tomada desde el satélite ESSA-8, el día 10 de junio de 1971

ción de la atmósfera y a su movimiento de rotación en sentido contrario al de las manecillas del reloj, es probable que generen vientos con fuerza destructora durante varios días, antes de disiparse

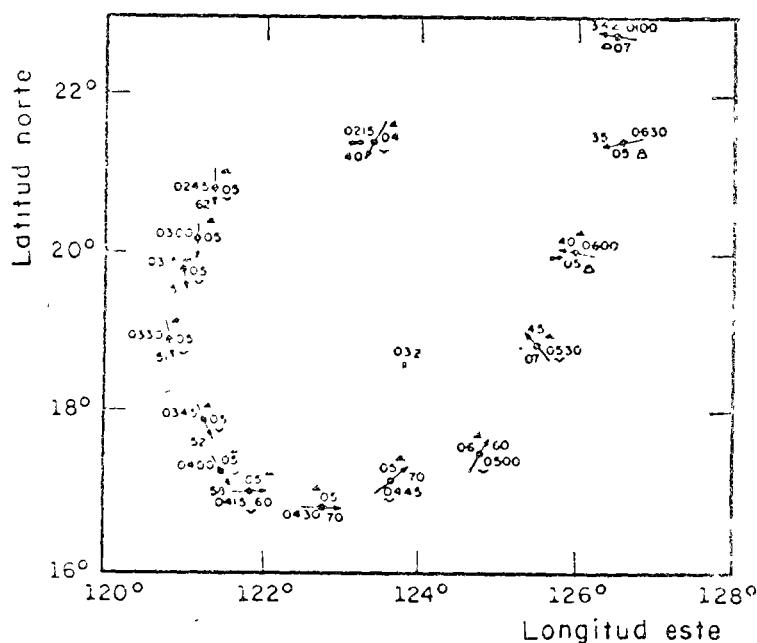
### 3. ALGUNAS CARACTERISTICAS DE LOS CLONES

Se ha intentado calcular la velocidad de los vientos como una función de su radio. Para tales propósitos, las tempestades generalmente se consideran estacionarias, simétricas y sin fricción. Los perfiles de las componentes tangencial y radial son deducidas, bajo algunas suposiciones, de las leyes de movimiento válidas para ciclones. Una de las hipótesis más frecuentes, es la conservación de la cantidad de movimiento angular

La tempestad se considera como un vórtice simple, con punto de convergencia hacia el centro. Al establecer las ecuaciones de movimiento, para definir las distribuciones de velocidades, es necesario considerar los efectos de la rotación de la tierra. Dadas la componente tangencial,  $v_\theta$ , la componente radial,  $v_r$ , y el parámetro de Coriolis,  $f$ , las ecuaciones de equilibrio dinámico resultan

$$v_\theta r + \frac{fr^2}{2} = \text{constante}$$

$$\frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{v_r}{r} = 0$$



Ya que la primera ecuación conduciría a velocidades infinitas en el centro, Depperman (ref 3) ha propuesto un vórtice de Rankine con una distribución de velocidades  $v_\theta r = \text{constante}$ , para el área central, lo que ha sido confirmado mediante experimentos (ref 2)

Las observaciones no concuerdan completamente con los perfiles teóricos, los datos obtenidos de tempestades han sido muy escasos para permitir un análisis completo. En algunos casos se ha observado que la relación  $v_\theta r = \text{constante}$  ha sido aproximadamente satisfecha, pero el autor no conoce ninguna ley física que especifique la conservación de la cantidad de movimiento angular relativa. Si la rotación de la tierra se incluye, todos los perfiles observados en tempestades no satisfacen rigurosamente las ecuaciones previas, debido principalmente a la existencia de fuerzas de fricción. Tomando esto en consideración, que debería hacer que apareciesen términos adicionales en las ecuaciones de movimiento, algunos autores han propuesto fórmulas empíricas del tipo  $v_\theta r^x = \text{constante}$ , obteniéndose valores de  $x$  comprendidos entre 0.4 a 0.6, para lograr un buen ajuste con resultados de observaciones

Para tener idea de la distribución de velocidades en niveles de baja altitud, Hughes (ref 4) ha resumido un gran número de vuelos de reconocimiento de altitud a 330 m. La fig 3 muestra un ejemplo de la distribución de velocidades en un vuelo de circunnavegación de una tempestad, debiendo hacerse notar que resulta difícil hacerlo con precisión, y realizar buenas medi-

Tiempo de observación, a la derecha de la flecha

Altitud del aparato (cientos de pies) a la izquierda

Velocidad del viento (nudos) cerca de la punta

Fig 3. Distribución de velocidades durante un vuelo de reconocimiento

ciones de velocidad y dirección del viento con clima extraordinariamente malo. Los perfiles de la velocidad del viento se muestran en la fig 4; se puede observar que toda la convergencia se concentra en un radio de 160 km.

Hughes clasifica las tormentas en tres clases inmaduras, maduras pequeñas, y maduras grandes. Encontró que la distribución de velocidades resultó ser similar, excepto en lo que respecta a escala, por lo que solamente las grandes tormentas serán discutidas. Promedió todos los vuelos, usando un sistema polar de referencia, en el cual la dirección del movimiento del centro resultase siempre la misma. Este procedimiento permite promediar con respecto a la dirección del movimiento y transformarlo en un movimiento estacionario, preservándose todas las asimetrías del mismo. Aunque al promediar se reducen los valores extremos, en el centro se presentan velocidades superiores a los 180 km/h, como se muestra en la fig 5. Los vientos son mayores a la derecha del movimiento que a la izquierda (esta asimetría es una de las características de las tormentas tropicales), siendo posible encontrar vientos de 45 a 55 km/h, lejos del centro.

En muchos tifones se ha encontrado una enorme área

externa donde el diámetro exterior es del orden de 16° de latitud, y la velocidad del viento permanece prácticamente constante, e igual a 55 km/h. Esta enorme circulación periférica constituye la diferencia entre tempestades maduras grandes y pequeñas. Las condiciones que prevalecen en el centro son bastante similares.

Ya que la componente tangencial excede bastante a la radial, el campo de las componentes tangenciales se asemeja mucho al de la velocidad total. La componente radial es mucho más intensa en los cuadrantes posteriores que en los frontales, lo que hace que las curvaturas sean mayores en estos últimos cuadrantes.

En las figs 6a y b podría parecer que el aire en la parte trasera se aproxima más rápidamente hacia el centro, pero debido al movimiento de traslación de la tempestad, este no es el caso. Para obtener una verdadera visión del flujo, se debe sustraer el movimiento de la tormenta del campo total de velocidad, y entonces calcular la velocidad radial respecto al centro móvil. Se ve así que el aire del cuadrante frontal derecho es el que se aproxima más rápidamente hacia el centro.

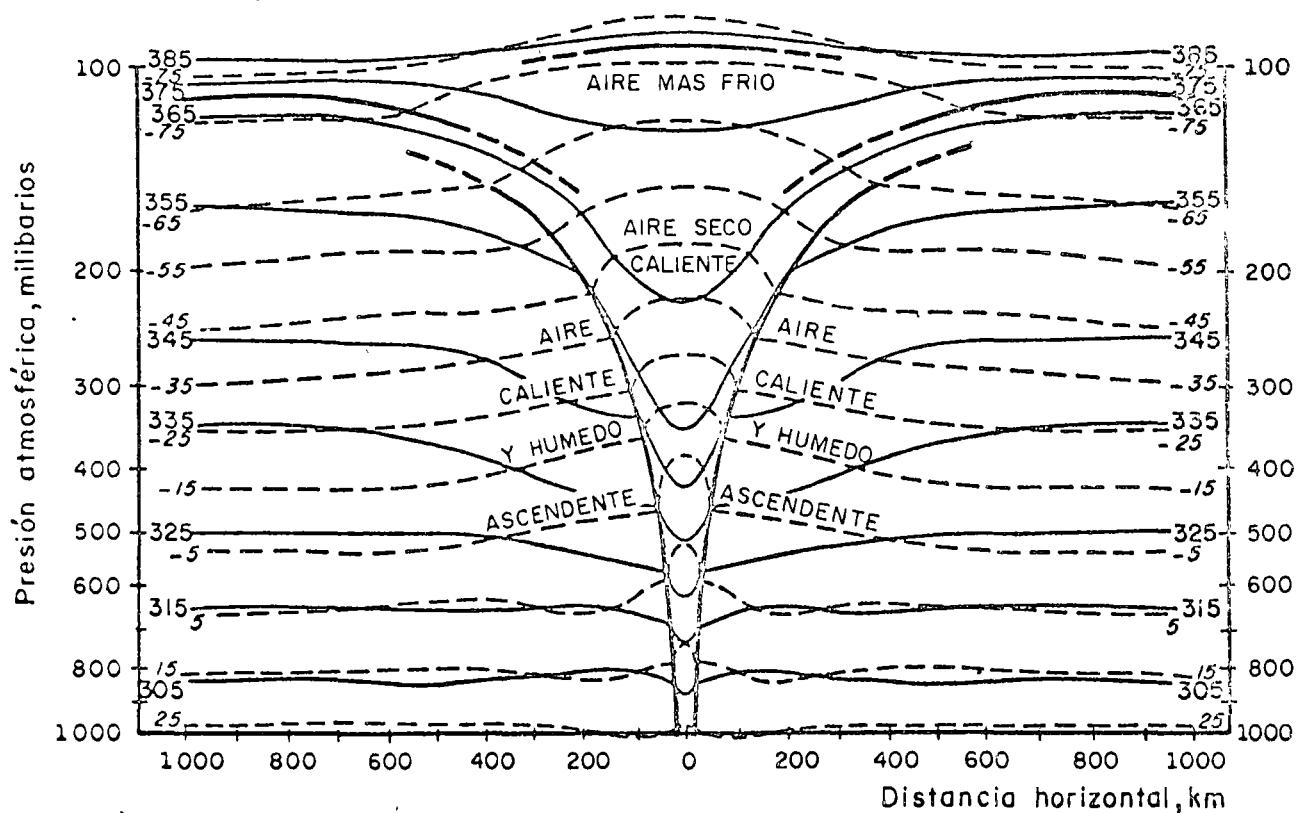


Fig 4. Modelo termodinámico de un ciclón maduro, en sección transversal

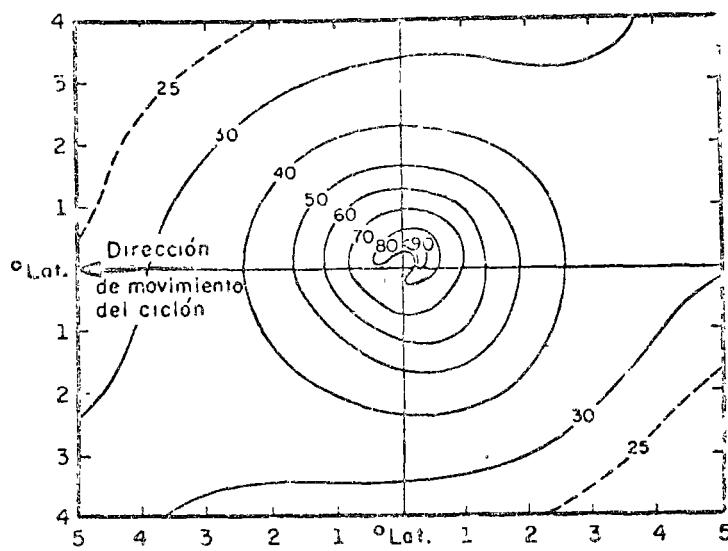
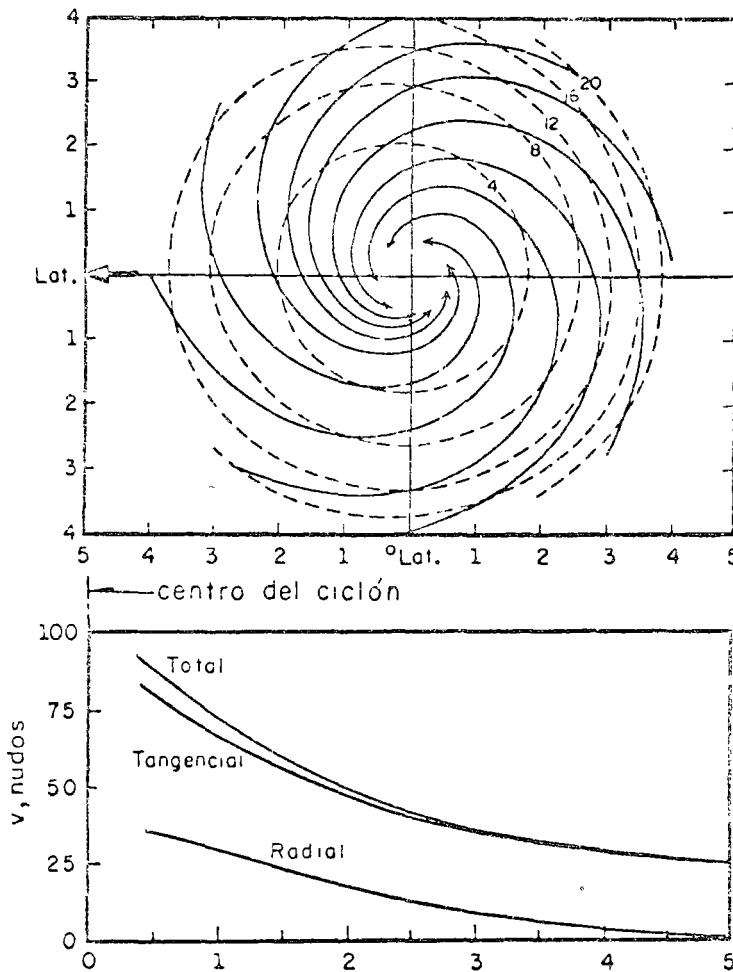


Fig 5. Distribución de velocidades (en nudos) de vientos promedios, medidos en ciclones



a) Trayectorias del viento respecto al centro del ciclón. Las líneas punteadas indican el número de horas necesarias para acercarse  $0.5^\circ$  lat al centro del ciclón

b) Distribución de velocidades durante un ciclón

Fig 6 Características promedio de ciclones

#### 4. ESTADO DEL MAR, DE LA CORTEZA TERRESTRE Y DE LA ATMOSFERA

Los esfuerzos generados por vientos extremos en la superficie del mar en tormentas tropicales y ciclones, en ocasiones producen enormes olas con alturas extremas. En términos generales, las ondas se generan en todas direcciones, a partir del centro de la tormenta, hasta distancias de 1 800 km o más. La velocidad de propagación de las olas puede aproximarse a 1 800 km/día, y puesto que el desplazamiento de una tempestad promedio es de aproximadamente la tercera parte de esta velocidad, las olas del océano proporcionan un aviso temprano de la existencia de una tormenta.

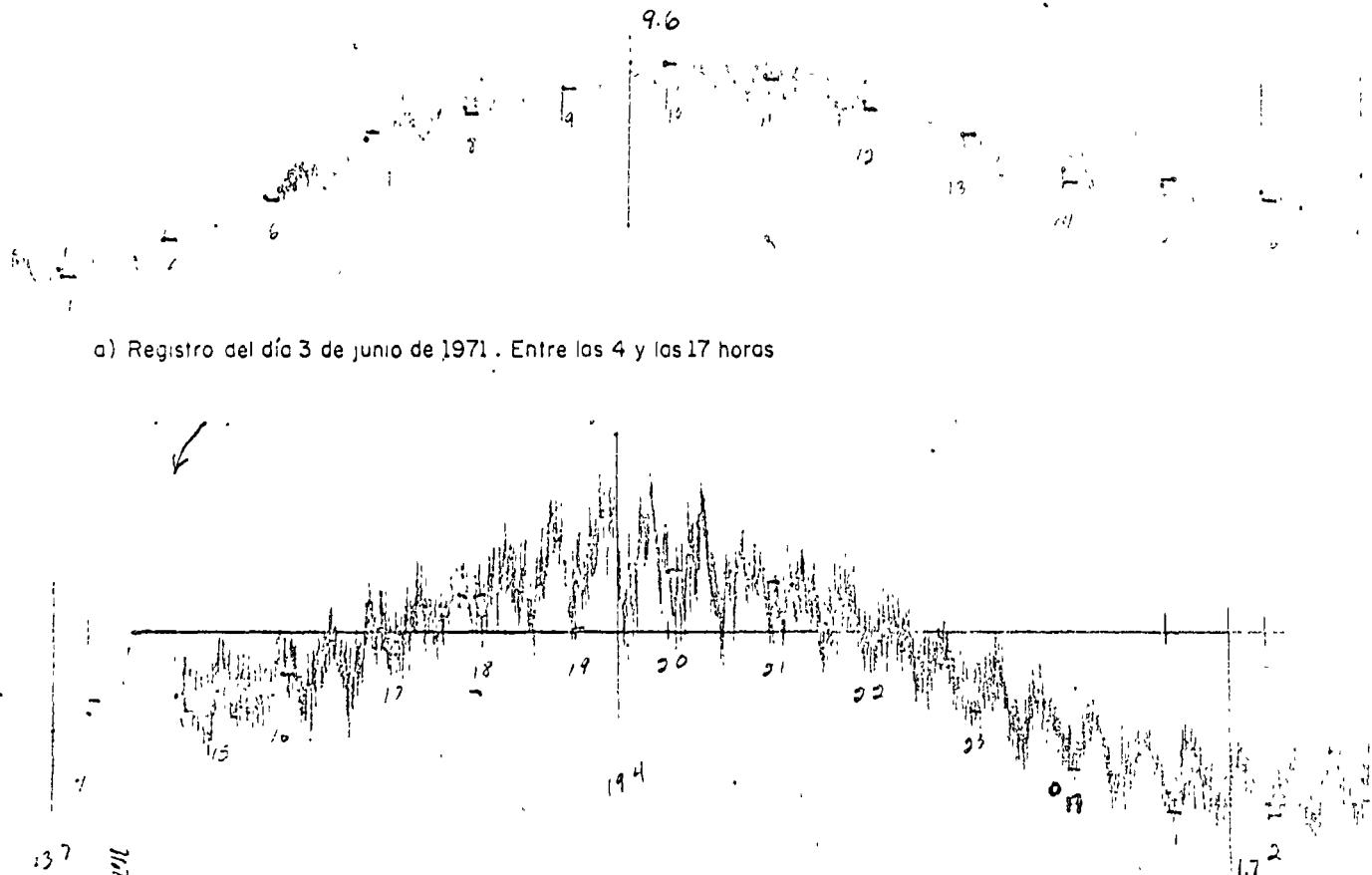
Las olas generadas en el cuadrante trasero derecho de un ciclón viajan en dirección de la tormenta. Ellas se propagan bajo la influencia de los vientos con un pequeño cambio en dirección por tiempo mayor que las olas generadas en otros cuadrantes, y en consecuencia tienen un fetch mayor. Por lo tanto, los movi-

mientos verticales mayores de la superficie inmediata del mar se presentan en esta parte de la tormenta. Cuando alcanzan una línea costera distante, la frecuencia normal de las olas que se encuentra entre 10 a 15 olas por min, disminuye de 2 a 4 por min. La dirección de movimiento vertical indica la posición del centro en el instante en que se presenta el levantamiento. Si la dirección permanece constante, la tormenta se dirigirá directamente a la zona afectada. Si cambia en sentido contrario a las manecillas del reloj, el centro de la tormenta pasará de derecha a izquierda en la zona afectada.

En la investigación realizada, se obtuvieron registros de la estación de mareas, instalada por el Instituto de Geofísica (UNAM), en la ciudad de Acapulco, dentro de la bahía, en la proximidad del muelle fiscal, cerca del Fuerte de San Diego.

En los registros obtenidos, se observan diversos aspectos de las mareas en el mes de junio, que resulta interesante destacar.

a) Durante todo el mes, excepto en 10 días, la marea



obtenido entre el 16 y 17 de junio de 1971. De las 12 a las 3 horas

en el puerto es de tipo mixto, es decir, se presentan dos máximos y dos mínimos de diferente amplitud

b) Diez días antes de la entrada del ciclón en el puerto, se observó un cambio durante cinco días a marea diurna, dos días de marea mixta previos a la entrada del ciclón, y en los tres días anteriores a la entrada del ciclón, aparecieron mareas semidiurnas que desaparecieron el día en que el ciclón penetró al puerto. En todos los días siguientes, la marea fue de tipo mixto

c) En los registros se observan diferencias notables (figs 7a y b), la fig a corresponde al registro obtenido en condiciones normales durante los primeros días de junio. En la fig 7b aparece el registro obtenido el 16 de junio de 1971, se aprecia claramente incremento en el intervalo de mareas y en la amplitud de las vibraciones producidas por el oleaje, que en condiciones de oleaje máximo guarda una relación de 4:1 en comparación con días de calma

Asimismo, se observan vibraciones con periodo próximo a 24 min, que pueden ser atribuibles a oscilación

nnes en resonancia de la superficie del mar dentro de la bahía, fenómeno que se presentó también en algunos días en que la intensidad de los vientos fue ligera

d) Por otra parte, al analizar los intervalos de marea registrados en el mes de junio, se observa un incremento del orden de 10 cm respecto a días de calma en el mismo mes. Este incremento en la amplitud de la marea se hizo notable cinco días antes de que entrase el ciclón en el puerto, aumentó 5 cm el día 16 de junio, y 20 cm al día siguiente de la entrada del ciclón, con vibraciones de resonancia de la bahía claramente establecidas, aunque disminuyendo la amplitud del oleaje que se presentó.

Usando la fórmula de Conner, Kraft y Harris (ref 5), obtenida como ajuste de 30 huracanes en la costa oriental del continente, se obtiene que, debido a la depresión barométrica provocada por el huracán, se debería presentar un levantamiento del orden de 1.15 m, que resulta superior a los valores medidos en Acapulco, pero que coincide con las diferencias entre mareas más:mas que se presentaron entre los días 2 y 17 de junio.

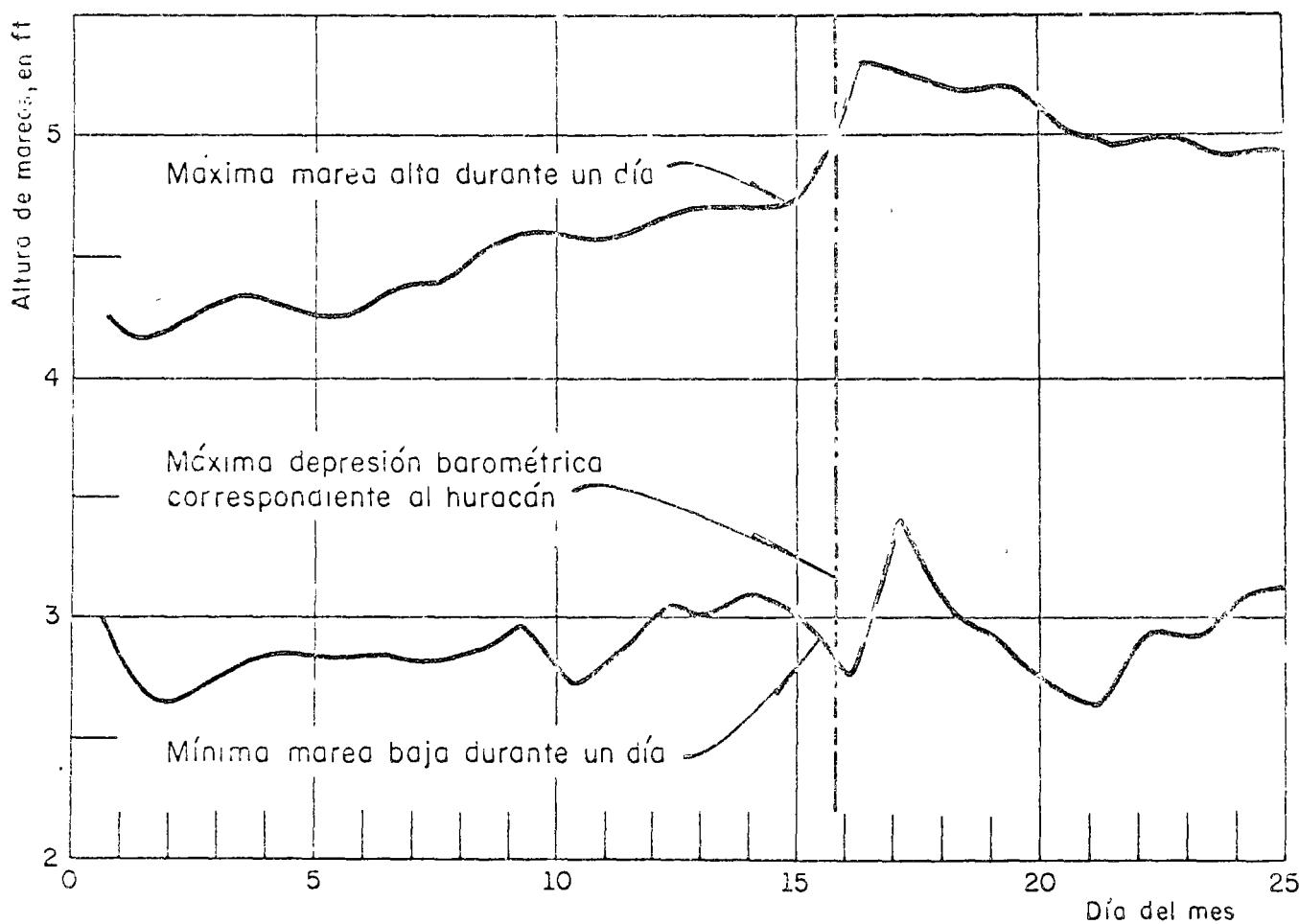


Fig 6. Envelopes de mareas alta y baja en el puerto de Acapulco, Gro, durante el mes de junio de 1971

## 5.1 Oscilaciones de la bahía

En todas las bahías donde se mantiene una cantidad de agua más o menos estacionaria, se pueden engendrar oscilaciones en algunas de las frecuencias naturales, al aparecer trenes de ondas que exciten las vibraciones de la bahía, las cuales pueden ser grandes cuando son debidas a un cielén. Estas oscilaciones pueden ser comunes en algunos puertos, y raras en otros, su número depende del periodo natural de la bahía y de la energía proporcionada por los mecanismos excitadores. Los periodos naturales de la oscilación de la bahía dependen del tamaño de esta, variando entre 2 y 3 min en la Isla Terminal de California, 7 a 11 min para varias bahías holandesas, y entre 15 a 40 min en algunos puertos japoneses.

Se observaron vibraciones apreciables de la bahía con periodo de 24 min, presentes no solo durante el ciclón, sino también en días previos de calma; las amplitudes de las vibraciones se incrementaron notablemente al presentarse el ciclón.

Las oscilaciones de la bahía están relacionadas con uno o más de sus periodos naturales. Wemesfelder (ref 6) llevó a cabo mediciones del periodo de oscilación en cuatro bahías, encontrando que dependen de la marea y en consecuencia de la profundidad.

Al presentarse movimientos verticales de la superficie del mar hay grandes desplazamientos en sentido horizontal, y se genera oleaje de importancia.

A pesar de la gran profundidad de los océanos, las olas superficiales en los ciclones generan vibraciones en el fondo, y estas, a su vez, provocan ondas sísmicas que pueden ser registradas en sismogramas en sitios distantes. Tales vibraciones se conocen con el nombre de microsismos. Debido a su mayor periodo comprendido entre 2 y 6 seg, los microsismos pueden distinguirse de otras vibraciones.

La gran cantidad de literatura sobre microsismos ha sido condensada por Gutenberg (ref 7) quien estableció, sin lugar a dudas, las características del fenómeno. Se han hecho muchos intentos para determinar la magnitud y posición de los ciclones, a partir de registros sísmicos. Debido a que la composición de la tierra del fondo del océano y las fallas geológicas influyen en la propagación de las ondas y disipación de energía, no se ha desarrollado una técnica confiable para localizar los ciclones mediante mediciones sísmicas, aunque se han podido establecer con éxito las características de los ciclones en algunas estaciones.

Durante el ciclón que se estudió, se obtuvieron registros de confianza en tres estaciones sísmológicas establecidas en el altiplano de la República, mediante aparatos de diversos períodos de oscilación.

En la estación sísmológica de Puebla, se encuentra instalado un sismógrafo Willmore, con periodo natural de 1 seg, de registro continuo de movimiento vertical.

En la estación de Tacubaya existen dos aparatos de registro continuo, marca Wiechert, uno de ellos de 17 ton y periodo de 1.96 seg, y el otro de 1.2 ton y periodos de 5 seg, en componente norte-sur, y de 7 seg en componente este-oeste.

En la fig 9 se muestran los registros obtenidos en las estaciones antes mencionadas, los días 13 y 16 de junio de 1970. En ellos se observa que el día 13 de junio los aparatos no registraron microsismos, mientras que en los registros del día 16 del mismo mes aparecen microsismos, con periodo de 2.17 seg, lo que indica claramente la presencia del ciclón en alta mar.

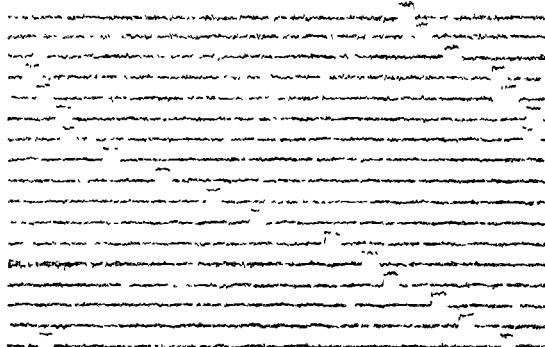
El aparato Wiechert de 1.2 ton logró registrar con mayor claridad las ondas amortiguadas generadas en la superficie de la tierra. Estos registros permiten afirmar la existencia de un ciclón antes que lo detecten estaciones meteorológicas en la zona de Acapulco

## 5.2 Sistema de nubes en ciclones tropicales

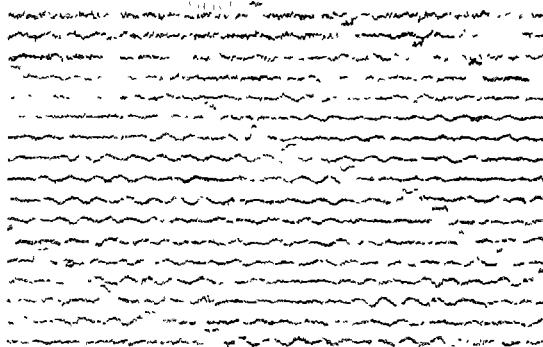
Aunque la secuencia de nubes varía de una tempestad a la siguiente, los testimonios de diversos testigos de los signos precursores de un ciclón son notablemente uniformes.

En la víspera del arribo del ciclón, el tiempo, frecuentemente, resulta ser bueno, y el barómetro se encuentra arriba de lo normal. La aparición del levantamiento del nivel medio del mar es el primer aviso; el barómetro lentamente empieza a bajar, y el viento sopla de una dirección poco usual. Al nivel del mar, la acción convectiva normal se suprime, y la cantidad y profundidad de las nubes se encuentra bajo niveles promedio. En niveles altos de la atmósfera, se genera una secuencia de nubes características que se observa cuando un frente caliente se aproxima a latitudes medias. Empiezan a aparecer los cirrus, seguidos de cirrostratus, altostratus y altocúmulos. Entonces, durante períodos breves, aparecen cúmulos congestus con aguaceros, a medida que los extremos de las espirales de convección se aproximan al observador. El barómetro baja más rápidamente, y el viento incre-

Registros de sismógrafo Wiechert (17 000 kg)

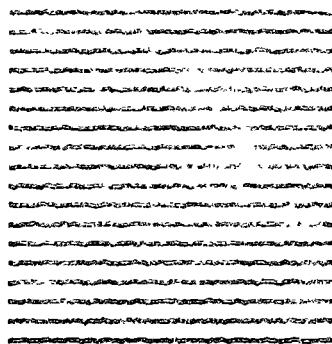


a) 12 de junio de 1970

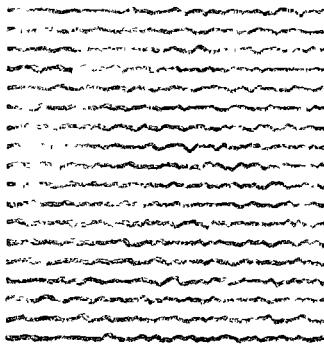


b) 16 de junio de 1970

Registros de sismógrafo Willmore

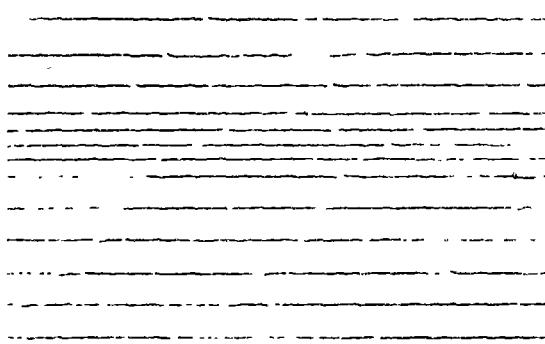


c) 13 de junio de 1970

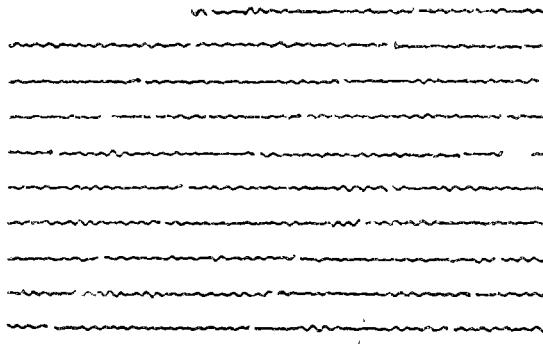


d) 16 de junio de 1970

Registros de sismógrafo Wiechert (1 200 kg)



e) 12 de junio de 1970



f) 16 de junio de 1970

Fig. 9. Registros de sismógrafos, mostrando los microsismos generados por el ciclón de Acapulco (periodo promedio 2.17 seg.)

rencia su velocidad. Finalmente, un grupo de nubes oscuras se aproxima, y con su arribo se desatan las fuerzas más intensas del ciclón.

Esta secuencia, establecida por diversos observadores, indica que la fuerza del viento, durante un ciclón, no persiste constantemente, ni aun en su centro. La violencia extrema se alterna con períodos de relativa calma. Estas oscilaciones se observan en las pantallas de radar, las cuales mostraron que la parte central de la tormenta no está cubierta uniformemente de nubes hasta la troposfera. En su lugar, se encuentran bandas estrechas y alargadas en las pantallas del radar, indicando eco de lluvia intensa, entremezcladas con áreas en las cuales el eco del radar es débil. En alguna de las bandas sus raíces se encuentran a cientos de millas desde el centro. De ahí, las bandas adquieren formas espirales hacia el centro del ciclón. La fig 6a muestra una vista instantánea de un ciclón y las líneas de corriente que se agrupan a lo largo de varias líneas de convergencia, que son bastante paralelas a la dirección del viento superficial, lo cual permite un análisis de tempestades en formación.

Palmen (ref 8) ha establecido un modelo de la estructura térmica de un ciclón (fig 4) verificado mediante observaciones cuidadosas llevadas a cabo cuando un fuerte huracán se aproximó a las costas de Miami, en septiembre de 1947, el cual revela algunos aspectos interesantes.

- a) Isotermas horizontales en la atmósfera baja, e isotermas con variación suave en la parte superior de la troposfera.
- b) Un incremento bien marcado, aunque irregular, de la temperatura en los niveles bajos del área con lluvias.
- c) Un incremento más marcado de la temperatura en las partes altas.
- d) Una frontera con pendiente alrededor del centro, con altas temperaturas en su interior.
- e) Un ligero levantamiento de las isotermas en la parte alta sobre el centro y desaparición general del vórtice, cuando la presión es del orden de 100 mb.

### 5.3 Formación de las tormentas y ciclones tropicales

Los ciclones tropicales que se generan en la costa oeste de Centroamérica, se forman generalmente de junio a octubre. Los vórtices que generan aparecen, generalmente, en latitudes superiores a 5° N. De manera cíclica, la latitud media de los puntos de origen de los ciclones se mueve hacia el norte al

comenzar el período en que se generan / crecen a primera mitad del período, mientras que durante la segunda parte, la zona de origen tiende a moverse hacia el ecuador.

Los ciclones tempranos y los últimos del período se forman en la zona comprendida entre 5 a 15°, los ciclones que aparecen en la mitad del período, se generan entre 10 y 25° de latitud norte. El límite más alto se ha encontrado en el Atlántico en los 35°.

Dunn (ref 9) intentó una comparación de la productividad de ciclones en diversas áreas de la tierra, considerando los formados hasta su primera etapa, aunque algunos de ellos no hayan madurado. Sus resultados indican que en la zona en que se generan ciclones que puedan llegar a Acapulco, en un período de 10 años se han generado 57 ciclones, frecuencia similar a la que se presentó en el mismo período en el océano Índico Sur.

### 5.4 Detección de tormentas tropicales

Los indicadores más seguros de la aparición de un ciclón en una zona costera son los siguientes:

- a) Presión. A nivel del mar disminuye en más de 3 a 3.5 mb/día, o alcanza valores de la presión inferior a 5 mb abajo de la normal en esa época del año.
- b) Vientos. Del este, con velocidades 25 por ciento mayores que las normales en esa época del año, y en direcciones diferentes a las normales, con tendencia a curvarse en espiral.
- c) Tiempo. Lluvia persistente en diversas estaciones a lo largo de la costa, a diferencia de lluvias de aguacero, o bien lluvias con alta precipitación, con cirrostratus y altostratus, son frecuentemente indicadores de tormentas tropicales.
- d) Levantamiento del nivel medio del mar, mareas altas y microsismos.

En caso de coincidir las cuatro condiciones, se puede asegurar la existencia de un ciclón, lo cual puede comprobarse con fotografías tomadas por satélite o mediante registros en pantallas de radar.

Las tormentas tropicales se forman en aquellas áreas del océano y en aquellas estaciones del año en que la temperatura superficial del mar alcanza sus niveles máximos, junto a la acumulación de calor latente y sensible en la atmósfera. Se ha observado (ref 8) que las tormentas tropicales se forman únicamente en aquellas regiones oceánicas alejadas del ecuador, donde el agua superficial tiene una temperatura supe-

rior a 26 o 27°C, que parece ser el valor límite. Esto es especialmente importante en las pequeñas regiones generadoras de huracanes, al oeste de Centroamérica y Australia, donde se observa claramente la formación de tormentas al excederse el valor crítico de la temperatura superficial del agua. Algunas de estas tormentas se mueven hacia el oeste y alcanzan latitudes donde encuentran aguas frías y desaparecen.

Jordán (ref 10) logró establecer correlación entre anomalías en la temperatura del agua de magnitud de 1°C especialmente cuando son negativas, por lo cual serían ayuda valiosa para pronosticar a largo plazo la generación de ciclones cartas sinópticas de confianza que muestren las desviaciones de la temperatura de la superficie del mar a partir de un valor medio, con base mensual o de frecuencia más corta.

Una vez que se han formado los ciclones, si se dispone de información de su trayectoria por lo menos cada ~4 horas, es posible establecer su curso con suficiente confianza. La bibliografía de procedimientos de predicción es amplia, se recomiendan las refs 11 a 15.

Para explicar las causas que provocan los huracanes, el modelo matemático presentado por Berkofsky (ref 1) indica algunos aspectos que permiten establecer factores importantes en la formación de corrientes de aire.

Dentro de sus conclusiones hace notar que

1. La adición de calor en puntos localizados de la atmósfera provoca la aparición de velocidades verticales que resultan ser del orden de 12 veces mayores que la velocidad que se presentaría si el flujo de aire se realizase en condiciones isotérmicas.

Berkofsky atribuye el origen del calor a la condensación de humedad, en la vecindad del punto en estudio.

2. Los efectos de la adición de calor en el flujo de aire se notan inmediatamente en el campo de temperaturas, conduciendo a gradientes horizontales más intensos.

3. Las características del cambio de velocidades presentan cierto retraso en su respuesta a la adición de cambios térmicos importantes, lo cual puede ser atribuible a procesos de difusión de calor, en volúmenes relativamente grandes para provocar la aparición de campos de velocidades importantes.

Así se podría pensar que, al presentarse procesos de calentamiento de la superficie del mar, por efectos de exposición directa a los rayos solares, aunque la temperatura hacia el mar pueda estar en el intervalo de 28 grados puntualmente en la superficie, se puede

provocar evaporación, sobre todo cuando la concentración de sal en la superficie es alta, como ha sido establecido mediante mediciones.

Al evaporarse el agua y elevarse a la atmósfera, tiende a enfriarse y, consecuentemente, a condensarse. El calor latente de condensación del agua, al ser relevado de esta, provoca una rápida generación de energía calorífica, que puede causar incremento rápido de los campos de velocidad, provocándose así la inestabilidad de la circulación atmosférica y generándose una corriente vertical que origina la aparición del vórtice.

La permanencia del vórtice dependerá de que se evapore suficiente agua para que se desprenda una cantidad de energía que provoque la estabilidad del sistema. Si la evaporación no es grande, aunque provoque nebulosidad alta, se limita la cantidad de calor que transmite el sol a la superficie del mar, y por lo tanto tiende a desaparecer el vórtice, por falta de energía para establecerlo.

## 5. CARACTERISTICAS DEL CICLON EN ACAPULCO

El ciclón que se presentó en la ciudad de Acapulco y zonas aledañas fue el segundo de la temporada, la cual resultó extraordinariamente amplia, ya que se presentaron 12 ciclones en el año, cifra muy alta comparada con el promedio de 10 años en la zona, igual a 5.7 ciclones anuales.

El ciclón se generó en la zona establecida previamente cercana a las costas de Centroamérica, iniciándose entre los días 10 y 11 de junio.

La trayectoria que siguió confirma los resultados que aparecen en la fig 10, donde se muestran las trayectorias de la mayor parte de los ciclones que se generan en el océano Pacífico, y parecen comprobar el movimiento del origen de los ciclones que afectan las costas mexicanas, ya que el primer ciclón de la temporada afectó las costas de Chiapas, el segundo a Acapulco, el tercero a Chiapas, y a partir del cuarto los ciclones afectaron los estados costeros que se encuentran al norte del estado de Michoacán.

La trayectoria se confirma al observar las figs 11 y 12, obtenidas por el satélite ESSA los días 16 y 18 de junio, donde aparecen las nubes y la posición del centro del ciclón, se observa que el día 16, las nubes desplazadas por el ciclón se encontraban ya sobre las costas del estado de Guerrero, mientras que el día 18, el ciclón ya se había desplazado hacia el noroeste, y tocaba las costas del estado de Michoacán. Lo ante-

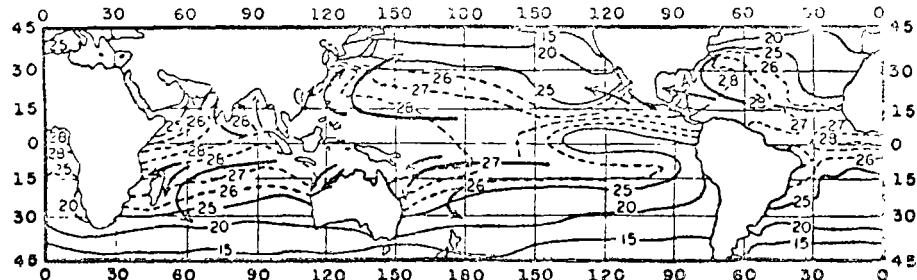


Fig. 10. Trayectoria de ciclones e isoterma en el océano Pacífico, durante la temporada de ciclones

rior se confirmó mediante fotografías transmitidas por el satélite NOAA 1.

El 16 de junio se empezó a registrar, en el barógrafo instalado en la torre de control del aeropuerto internacional de Acapulco, una disminución de la presión barométrica (como se observa en la fig 13a) que se empezó a notar cinco horas y media antes de que se presentaran los vientos de mayor intensidad generados por el ciclón. Ese mismo día, a las 19.30 horas se

llegó a la máxima disminución de presión, y coincidió con el registro de la marea máxima, obtenido en el mareógrafo del puerto.

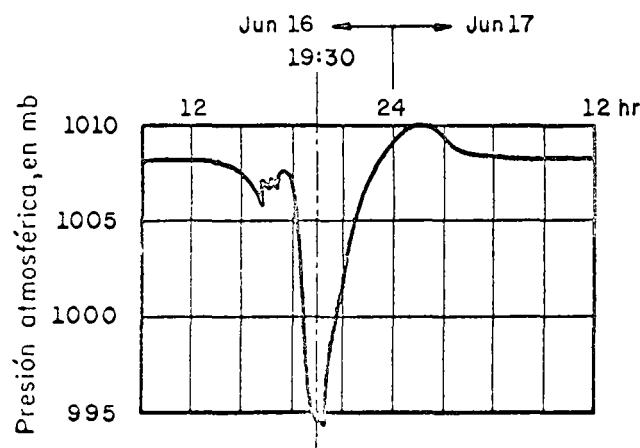
Debe hacerse notar que la traza del registro de cambio de presión obtenido en el barógrafo del aeropuerto se asemeja a la del registro obtenido en Nueva Orleans durante el ciclón que se presentó en esa ciudad, el 18 de septiembre de 1947 (fig 13), aunque la baja barométrica registrada en Acapulco es más pequeña



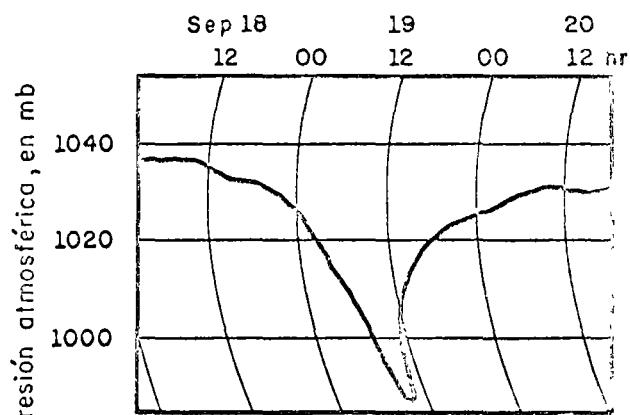
Fig. 11. Fotografía tomada por el satélite ESSA-8, el día 16 de junio de 1971



Fig 12. Fotografía tomada por el satélite ESSA-8, el día 18 de junio de 1971



a) Traza del barógrafo durante el ciclón de Acapulco



b) Traza del barógrafo durante un ciclón en Nueva Orléans

Fig 13. Registros barográficos durante dos ciclones

En la zona del aeropuerto internacional existen dos aparatos de registro de velocidad instantánea del viento, uno de ellos, instalado en la torre de control, de tipo aerovanes sin registro gráfico, y otro de registro continuo, instalado aproximadamente a 200 m de la torre de control, en el observatorio a cargo de la Secretaría de Agricultura y Ganadería, donde se registraron las características del movimiento del viento

En la torre de control se observó que durante el ciclón la velocidad máxima alcanzada se sostuvo entre 145 y 165 km/h, con un máximo instantáneo de 168 km/h, con registro visual de dos observadores, quienes coincidieron en los datos proporcionados. Debe hacerse notar que la hélice del anemómetro se encuentra instalada aproximadamente a 26 m de altura sobre el suelo. La dirección del viento llamó la atención de ambos observadores por ser oeste, lo que indica que los vientos provenían de la laguna de Tres Palos, en lugar de provenir del mar.

En el observatorio de Plan de Amates, las copas de medición se encuentran instaladas aproximadamente a 9 m sobre el nivel del suelo, registraron una velocidad máxima de 152 km/h. El registro proporcionado sirvió para establecer las características del cambio de velocidades que se mencionan más adelante.

Cabe observar que las velocidades registradas resultaron mayores en el aparato colocado sobre la torre de control que las del observatorio meteorológico, lo cual es explicable (ref 16) al considerar la variación de la velocidad del viento con la altura.

Fuera de estos aparatos de registro, no se localizó ningún otro tipo de registro en la zona afectada por el ciclón.

Para comprender las características de los vientos registrados en el puerto y explicar los daños observados es necesario describir la geografía de la zona del mismo.

En la fig 14 se muestra un mapa de la región, se han marcado las zonas aledañas al puerto de Acapulco donde se presentaron daños, divididos en dos zonas principales.

a) Zona del Plan de Amates, comprendida entre la laguna de Tres Palos, el océano Pacífico y la serranía que rodea al puerto de Acapulco.

b) La zona del puerto propiamente dicha, comprendida entre la serranía y la bahía de Acapulco.

En la primera de ellas, cuya topografía es prácticamente plana, se presentaron los daños más severos, ya que las corrientes de aire generadas por el ciclón

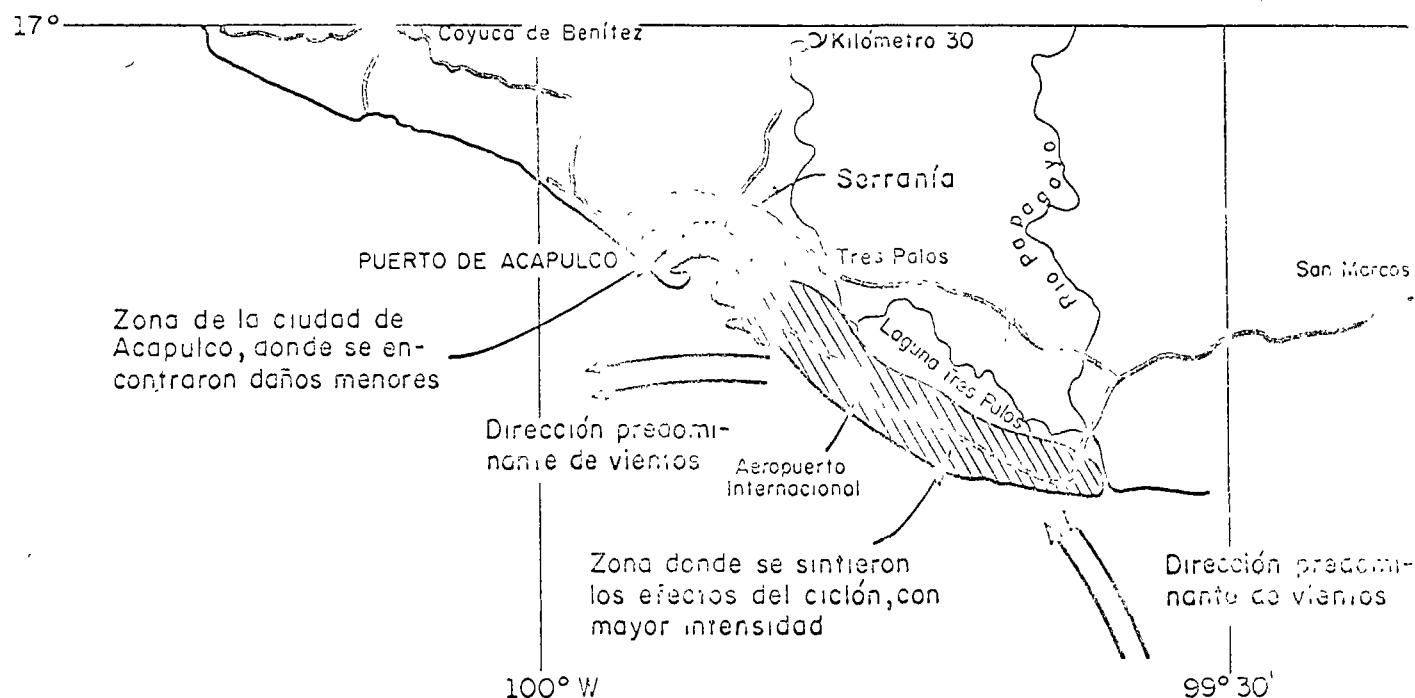


Fig 14: Zonas afectadas por los vientos provocados por el ciclón Bridget, que se presentó el miércoles 16 de junio a las 19:30 hs.

entraron a tierra con velocidades altas, comprendidas entre 150 y 160 km/h a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno, tal como se registraron en el observatorio meteorológico de Plan de Amates. Esta zona, deshabitada en gran parte, pero con zonas pobladas, como son Puerto Marqués, Plan de Amates, Barra Vieja, etc., sufrió daños de consideración en plantíos de palmas y desprendimientos de árboles de grandes dimensiones, así como daños severos en construcciones en la zona, tanto en estructuras metálicas como en otros tipos de construcciones más rígidas. Se hace hincapié en que la mayor parte de las fallas se presentaron en estructuras con algún tipo de defectos, ya que, en términos generales, las construidas con cuidado no presentaron daños. En la fig 15 se muestra la parte costera de la zona, los postes indican la dirección del viento.

En la segunda zona, correspondiente a toda la parte urbana del puerto de Acapulco, se presentaron vientos de mucha menor intensidad, aunque no existen registros que permitan hacer la afirmación, sino únicamente aspectos comparativos que indican la diferencia en velocidades en ambas zonas. Las figs 16a y b muestran las fotografías de construcciones; en la primera se aprecia el daño que provocaron los vientos en el armado de una cimentación localizada en la zona de Plan de Amates. Se nota claramente la dirección del viento, así como la fluencia de las varillas. En la fig 16b aparece el armado de varillas en el último piso de una construcción sobre la costera del puerto; se aprecia que permanecieron en su posición a pesar de encontrarse a elevada altura del suelo donde, en principio, las velocidades del viento, y en consecuencia los daños, serían mayores que si se hubieran presentado vientos de intensidad igual a los de la zona de Plan de Amates.

La serranía que aparece al fondo de la fotografía de la fig 15, sirvió para desviar los vientos intensos que se presentaron durante el ciclón, lo que protegió al Puerto de Acapulco al disminuir de manera notable los vientos que llegaron al puerto. Se observó que en la parte este de la sierra se presentaron daños importantes que provocaron deslaves en la carretera federal que comunica a Acapulco con el aeropuerto internacional.

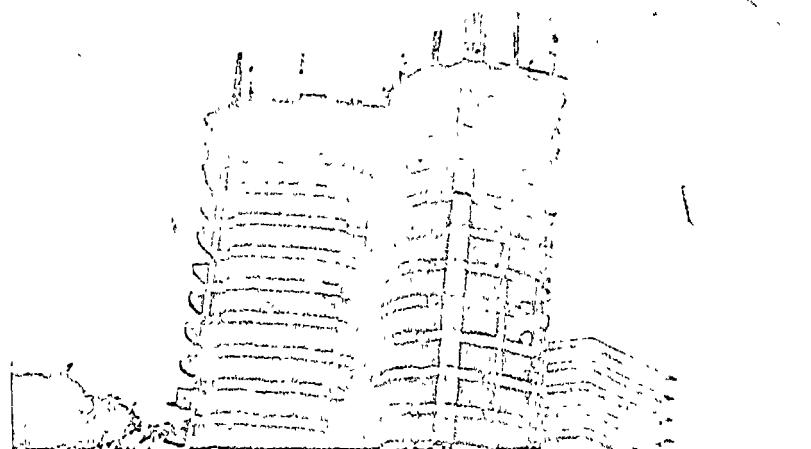
En la zona oeste de la serranía no se observaron daños, lo que parece confirmar la hipótesis de disminución notable de velocidad del viento, por la protección que proporcionan al Puerto las serranías que lo rodean con alturas comprendidas entre 200 y 600 m sobre el nivel del mar.



Fig 15. Fotografía tomada en la zona de Plan de Amates, mostrando daños en las líneas telegráficas y en construcciones. En el fondo se observa la serranía que protegió al puerto de Acapulco durante el ciclón



a) Vista del acero de refuerzo de una cimentación, en la zona de Plan de Amates



b) Vista del refuerzo en las columnas superiores de un edificio, en el puerto de Acapulco

Fig 16. Fotografías de construcciones, en las zonas afectadas por los vientos del ciclón

La dirección de los vientos intensos que afectaron la zona es explicable por su movimiento de rotación alrededor del centro del ciclón, como se muestra en la fig 14.

## 6. VELOCIDADES REGISTRADAS DEL VIENTO

Se obtuvo registro en forma gráfica de la variación de la velocidad del viento en el Observatorio Meteorológico del Plan de Amates, lo que permitió realizar un estudio detallado de la respuesta que se presentaría en diversos sistemas con un grado de libertad, para diversos niveles de amortiguamiento.

Para ello se siguió un procedimiento totalmente análogo, llevado a cabo por el autor (ref 17), con los registros de vientos máximos en la ciudad de México.

A partir del registro de velocidades obtenido, se procedió a calcular la fuerza que provocó el viento en diversos instantes, considerando que la fuerza es proporcional al cuadrado de la velocidad. En la fig 17 se muestra una gráfica que indica la modificación de la fuerza del viento en el transcurso del ciclón. Es interesante observar la corta duración de los vientos intensos, que fue de 3 h, en comparación con los vientos máximos de la ciudad de México, que duran entre 10 y 13 h. Esta corta duración, junto con el alto nivel de velocidades registrado, que en el caso del ciclón en estudio llegó a 152 km/h, hacen que la potencia de los vientos sea mucho mayor y, por tanto, el daño probable en estructuras resulta también mayor.

Conocida la ley de variación de la fuerza del viento, se procedió al cálculo de los datos de entrada de un programa para ordenador digital, previamente desarrollado, en el cual se analizaron las respuestas de 110 estructuras simples, con diversos períodos naturales y niveles de amortiguamiento. Aquí, el aparato empleado es de registro instantáneo sin inercia, y por tanto la respuesta dinámica es representativa de los efectos dinámicos del viento sobre estructuras simples.

El empleo del programa permitió establecer la variación del factor dinámico de carga máximo para cada estructura. En la tabla 1 se resumen los resultados del programa, indicando los distintos valores del factor dinámico de carga correspondientes a diversos valores de período, frecuencia y amortiguamiento de las estructuras simples analizadas. Se seleccionó la estructura que proporcionó la máxima respuesta dinámica, y se trazó la envolvente de valores máximos de desplazamiento en el transcurso del ciclón, que aparece en la fig 18, encontrándose características de respuesta

similares a las obtenidas en la ciudad de México, es decir:

- a) En la respuesta elástica del sistema masa-resorte con un solo grado de libertad, el valor del factor dinámico de carga máximo no necesariamente coincide con el intervalo en el que se presenta el valor de la velocidad máxima del viento.
- b) En la respuesta elástica, el efecto de las condiciones iniciales de cada intervalo resulta ser muy importante, pues es esta la causa de que, en ocasiones, la respuesta máxima no corresponda al intervalo de valores máximos del sistema excitador.
- c) En la respuesta elástica, después de presentarse el desplazamiento, la masa sigue vibrando para tratar de mantener las mismas condiciones de respuesta, alcanzando el valor dinámico de carga valores muy grandes, comparados con los de la fuerza que actúa en el intervalo.
- d) La aparición de coeficientes de amortiguamiento pequeños, transforma de manera sensible a la envolvente de valores de factores dinámicos de carga en cada intervalo; se observa claramente que la envolvente de respuesta máxima tiende a seguir la historia del sistema excitador.
- e) El incremento del coeficiente de amortiguamiento no afecta sensiblemente la respuesta, en igualdad de período natural, y se observa que a mayor amortiguamiento decrece la respuesta del sistema masa-resorte con un solo grado de libertad.

Además, con los datos obtenidos del programa se trazaron las figs 19 y 20, mostrando los efectos que provocan en el factor dinámico de carga diversas frecuencias naturales. Las características de estos diagramas resultaron iguales a las obtenidas en la ciudad de México para vientos intensos, difiriendo únicamente en que, en el ciclón de Acapulco, existe un máximo muy marcado para un período natural de 0.203 seg, que no se presenta en la ciudad de México. Al aumentar el período y aproximarse a 2 seg, el factor dinámico tiende a crecer, coincidiendo con los resultados obtenidos previamente del análisis de los microsismos generados por el ciclón, lo que indica que construcciones con períodos naturales iguales a 0.203 o 2.17, serían estructuras que resultarían dañadas durante el ciclón. Más adelante se emplean estos resultados para la interpretación de los daños observados en la zona afectada por el ciclón.

Cuando existe amortiguamiento, la gráfica tiende a ser una línea horizontal, a semejanza de lo que suce-

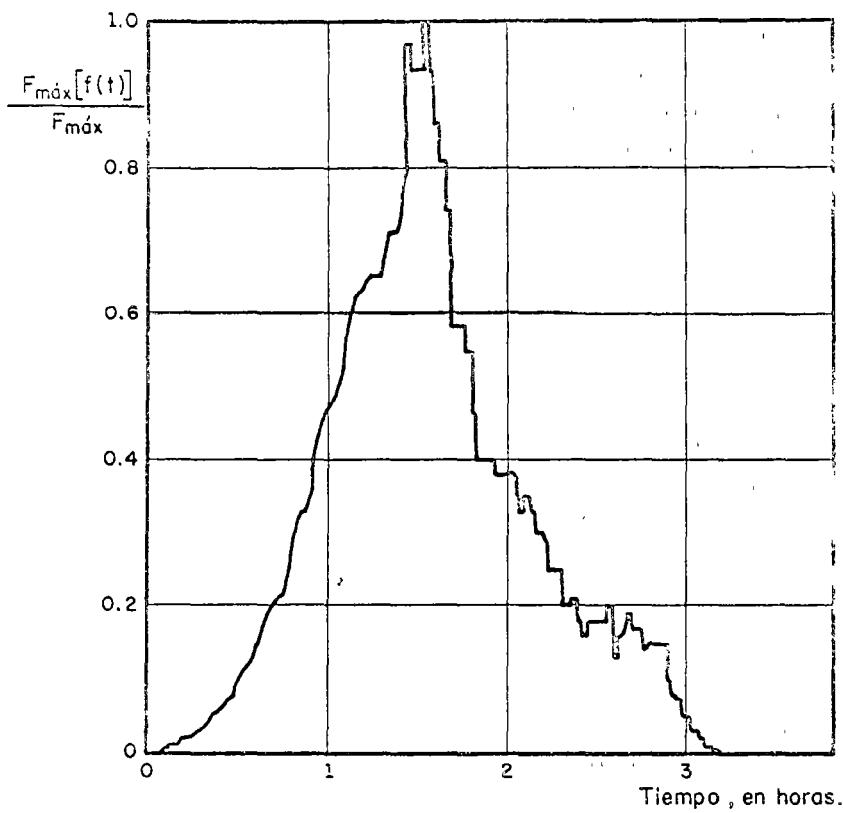


Fig 17. Variación de la fuerza provocada por el viento en el aeropuerto internacional de Acapulco, Gro., durante el ciclón del 16 de junio de 1970

TABLA 1 FACTORES DINAMICOS DE CARGA MAXIMOS PARA ESTRUCTURAS SIMPLES

Periodo natural (seg)	w (1/seg)	COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO									
		0 00	0 02	0 04	0 06	0 08	0 10	0 12	0 14	0.16	0 18
6 2832	1	3 111383	1 877567	1.769236	1.667798	1.574350	1 488124	1 408421	1 334622	1 266177	1 202602
1 0472	6	2 837386	1 987650	1 958729	1.938483	1 918583	1 898969	1 879636	1 860580	1 841796	1 823274
0 5712	11	1 972634	1 986322	1 977273	1.966089	1 954980	1 943960	1 933027	1.922180	1.911418	1 900741
0 3927	16	2 056044	1 993121	1 984337	1.976584	1 968880	1.961218	1.953598	1.946020	1 938482	1 930986
0 2992	21	1 6111863	1 987042	1.987987	1 982112	1 976216	1 970344	1 964496	1.958673	1 952874	1 947099
0 2417	26	2 123943	1 996627	1.990331	1.985526	1.980750	1 975990	1.970246	1 966518	1 961806	1 957110
0 2027	31	3 025526	2 006686	1.991940	1 987843	1.983829	1.979827	1.975836	1.971857	1 967889	1 963932
0 1745	36	1.959087	1 987437	1.992920	1 989518	1.986057	1 982605	1 979161	1.975726	1.972299	1 968880
0 1532	41	2 070196	1 995264	1 993822	1.990786	1 987744	1 984709	1.981680	1 978658	1 975642	1 972633
0 1366	46	2 227989	2 000565	1 994528	1 991780	1 989066	1.986358	1 983655	1.980957	1.978264	1 975576
0 1232	51	2 034675	1 997117	1.995035	1 992579	1 990130	1.987685	1 985244	1.982808	1 980376	1 977948

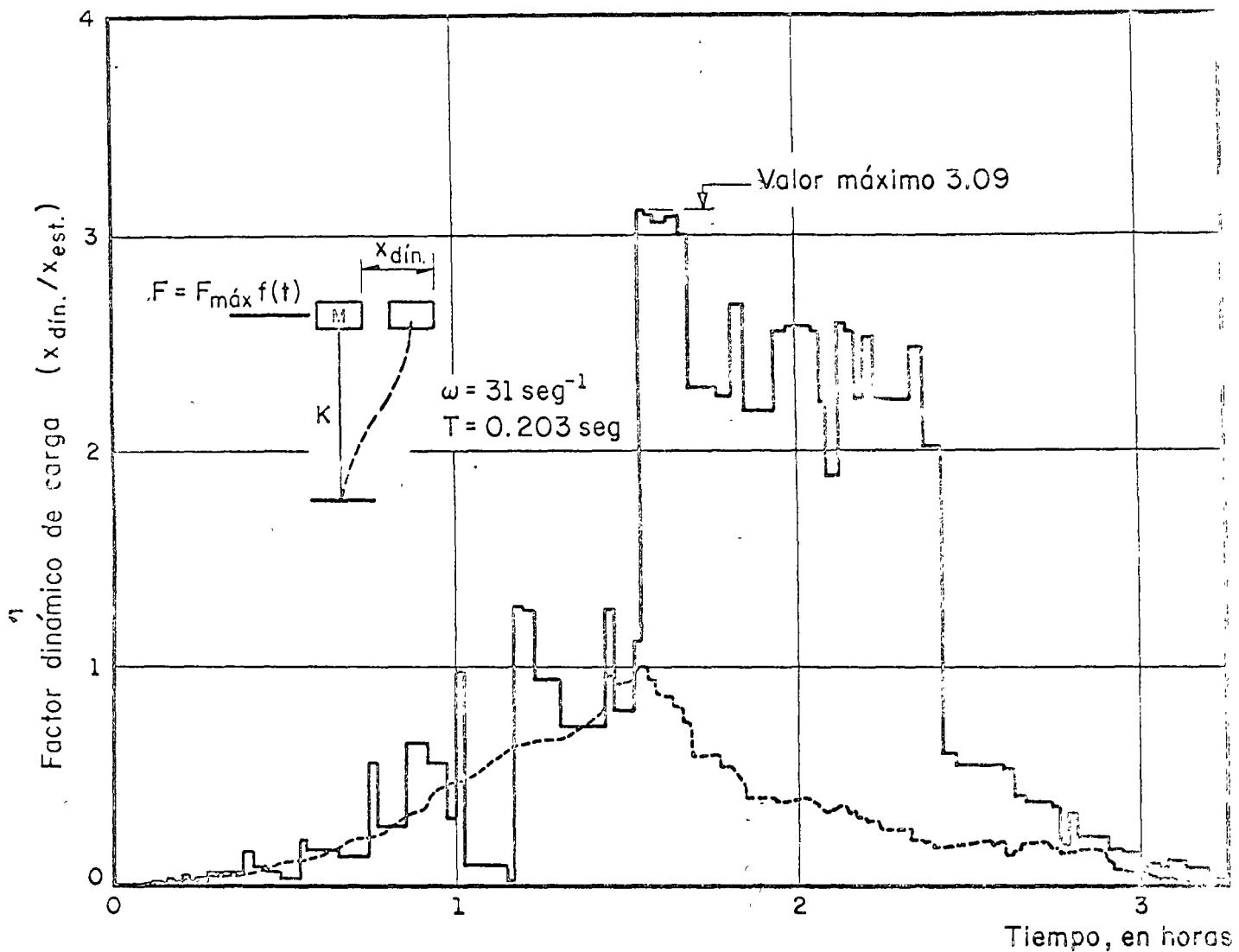


Fig 18. Envolvente de máximos de respuesta, para el ciclón de Acapulco

dió en la ciudad de México, solo que en el ciclón de Acapulco el factor dinámico de carga permanece próximo a 2, mientras que en la ciudad de México permaneció próximo a 1.8. Se observa, además, que al incrementarse el amortiguamiento, el factor dinámico de carga tiende a disminuir.

Por otra parte, los resultados anteriores indican que los efectos del ciclón, desde el punto de vista de efectos dinámicos en la respuesta dinámica de sistemas con un grado de libertad, resultan similares a los provocados por vientos intensos en la ciudad de México y que, aun considerando efectos instantáneos, los factores dinámicos de carga resultan similares en ambas poblaciones, cuando existe amortiguamiento.

La diferencia entre ambas ciudades reside en la magnitud de las fuerzas que genera el ciclón, las cuales resultaron ser altas en Acapulco, debido a la existencia de velocidades próximas a 152 km/h y de períodos naturales bien definidos, para los cuales la respuesta elástica tiende a ser grande.

## 7. DAÑOS

Tres días después de presentarse los vientos intensos generados por el ciclón, se visitó la zona afectada, para observar y estudiar los daños causados por el ciclón, sobre todo en estructuras.

Se observó que la mayor parte de las estructuras de

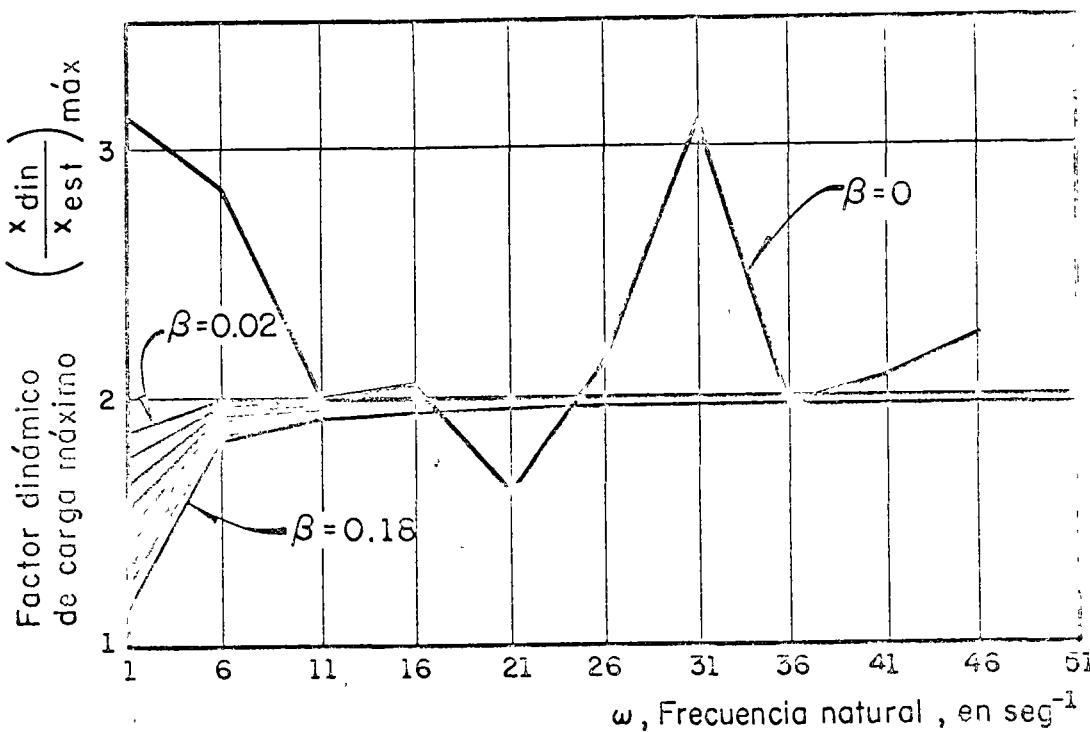


Fig 19. Factores dinámicos de carga máximos, para diversas frecuencias y amortiguamientos, provocados por los vientos generados durante el ciclón de Acapulco

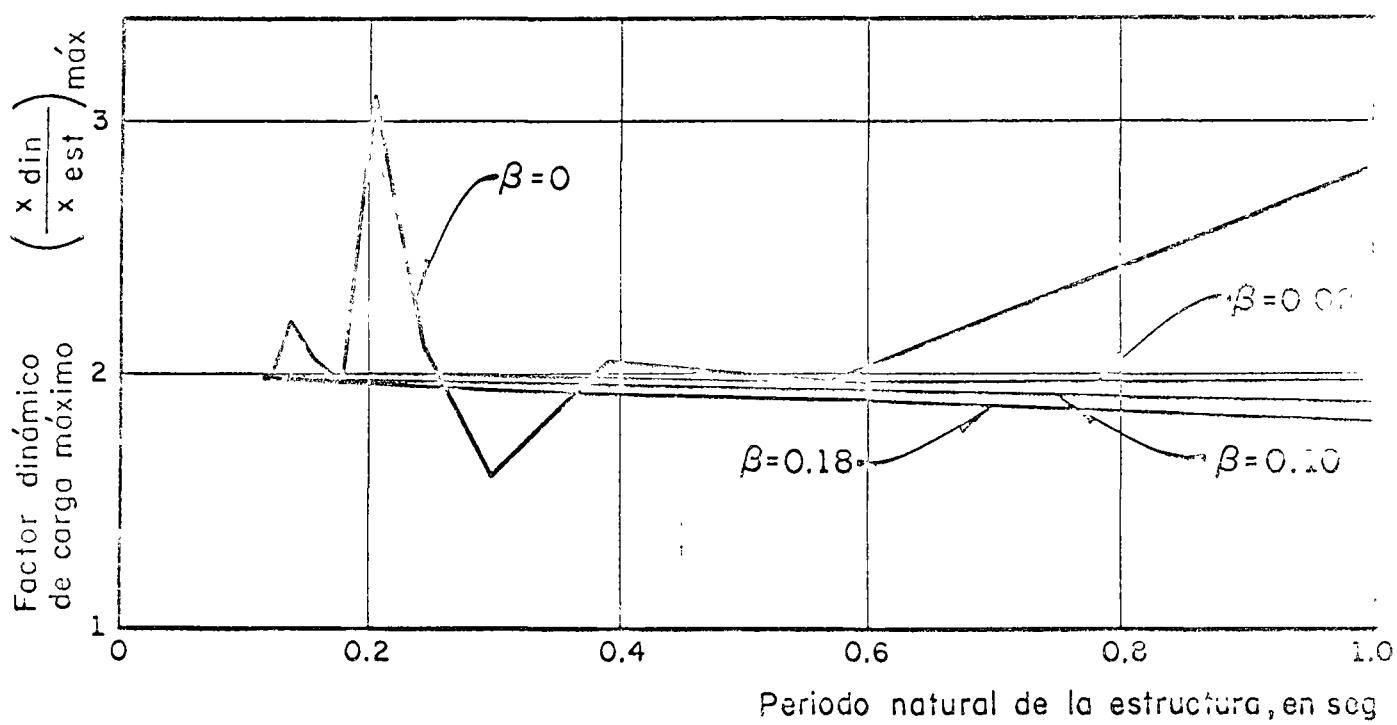


Fig 20. Factores dinámicos de carga máximos, para diversos períodos naturales y amortiguamientos, provocados por los vientos generados durante el ciclón de Acapulco

concreto en que la rigidez estableció períodos naturales comprendidos entre 0.3 y 1.5 seg, los daños fueron mínimos o nulos

Construcciones de un solo piso y pequeñas dimensiones, estas con altura  $H$  y lado  $B$  paralelo a la dirección del viento, en relación

$$HB^{1/2} = 4 \quad (H \text{ y } B \text{ en pies})$$

presentarían, según la expresión aceptada por el *Joint Committee Code* (ref 18), períodos naturales de vibración iguales a 0.2 seg. Debido a su coincidencia con el valor del período natural de estructuras simples con mayor respuesta, obtenidas del análisis que previamente se mencionó, ese tipo de construcciones sería el que experimentase mayores daños.

Al buscar evidencia de campo, que corroborase el punto de vista anterior, se encontraron diversas construcciones de un piso, con dimensiones  $H$  y  $B$  iguales a  $3.8 \times 3.1$ ,  $6.7 \times 9.1$  y  $9.50 \times 18.0$ , que satisfacen el requisito anterior, con daños severos, consistentes en movimiento de muros, y, en ocasiones, desplomes o desprendimiento de la cubierta.

Por lo que respecta a estructuras metálicas, fueron estas las que sufrieron daños severos, que en ocasiones provocaron el colapso de las estructuras y daños a construcciones vecinas

Entre las estructuras metálicas dañadas, las agrupadas en la siguiente clasificación experimentaron daños severos

1. Torres de radiodifusoras
2. Estructuras metálicas de techos
3. Estructuras metálicas de anuncios comerciales
4. Daños en cubiertas de construcciones bajas
5. Daños en elementos metálicos de fachadas
6. Daños en arbotantes metálicos de alumbrado público

A partir de la visita realizada, puede afirmarse que los daños materiales provocados por el ciclón en la zona del puerto de Acapulco fueron escasos, debido a la baja intensidad de los vientos en esa zona, y al período natural intermedio de las construcciones en la ciudad.

En la zona de Plan de Amates, donde los vientos fueron intensos, se observaron daños severos, casi siempre en estructuras en cuyo proyecto y construcción se

tomaron muy pocas precauciones, se encontraron destruidas pequeñas construcciones metálicas, en cuyo proyecto generalmente no interviene un ingeniero.

Lo anterior muestra que la probabilidad de daños se reduce notablemente cuando se realizan construcciones con el cuidado que generalmente ponen los proyectistas siguiendo normas de diseño estudiadas, y vigilando la construcción

## 8. TIPOS DE ESTRUCTURAS DAÑADAS

Entre las estructuras dañadas, las siguientes representan los aspectos más interesantes del comportamiento de elementos estructurales ante la acción de vientos intensos

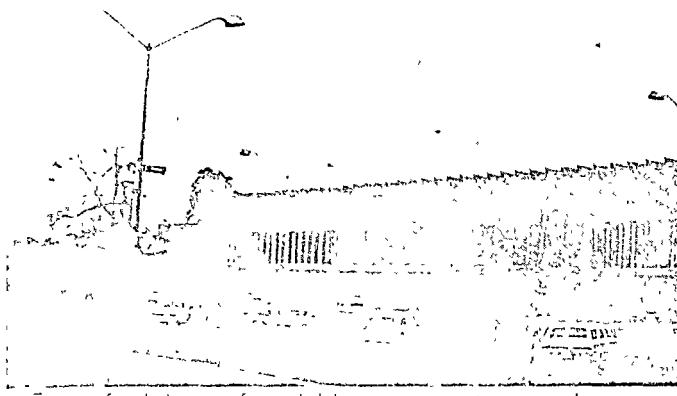
a) Estructuras en la vecindad del aeropuerto internacional

En esta zona se encontraron daños importantes en construcciones ligeras y en algunas construidas recientemente.

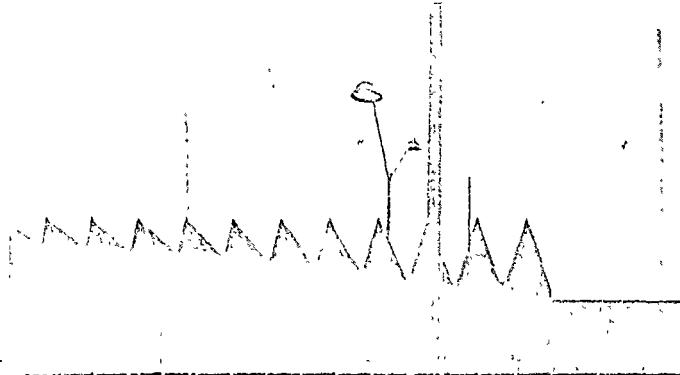
La fig 21 muestra una vista panorámica del aeropuerto internacional, que no experimentó daños estructurales, junto a postes de alumbrado y antenas, las cuales, debido a su baja rigidez, experimentaron vibraciones intensas que provocaron deformaciones permanentes en las torres o bien rotura de lámparas en los postes de alumbrado

En la vecindad del aeropuerto, y cerca de la torre de control, se encontraron estructuras metálicas de antenas trasmisoras (fig 22), una de ellas falló, mientras que la de la derecha permaneció sin daño. La antena dañada, arriostrada en cinco puntos, falló en la proximidad de la unión con un grupo de cables de arrios trámiente. La falla se debió a inestabilidad de ángulos de acero en la cara contraria a aquella en que sopló el viento. Al generarse la inestabilidad y provocar el colapso, este ocasionó daños en la construcción que soportaba la antena. Debe hacerse notar la desaparición de uno de los tres tirantes de soporte de la antena, al presentarse el colapso. Junto a la antena dañada se observa otra de menor longitud, que soportó la intensidad de los vientos

En esta misma zona se encontraron construcciones metálicas de un solo piso, las cuales perdieron sus elementos de cubierta, por las succiones provocadas por el viento. Las construcciones recubiertas con teja no experimentaron daños serios, debido a que el peso propio de la cubierta resultó mayor que la succión generada por el viento.

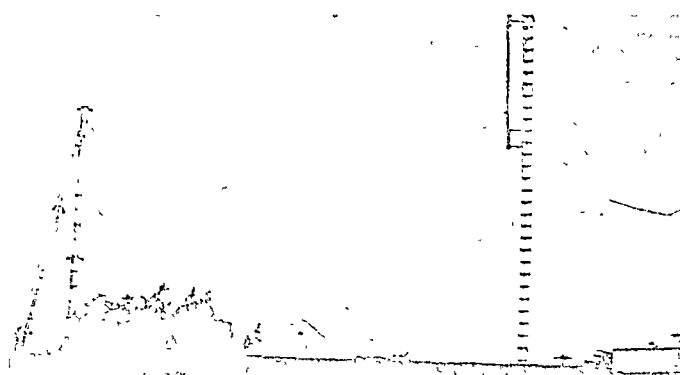


a) Fotografía de la zona frontal del aeropuerto internacional

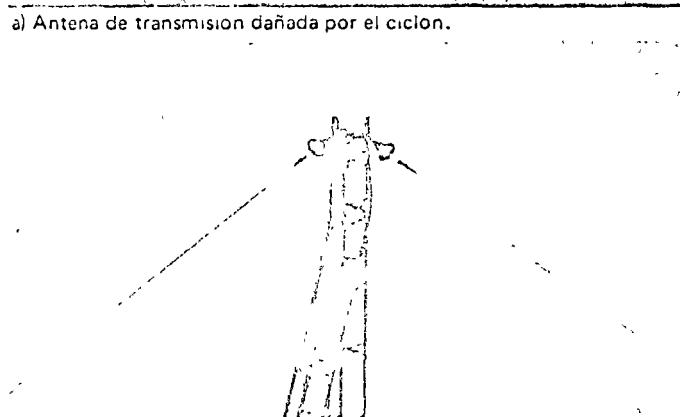


b) Detalle que muestra las antenas deformadas y los arbotantes de aumbrado. Nótese que la estructura permanecio intacta.

Fig 21. Fotografías tomadas después del ciclón. Edificio principal del aeropuerto.

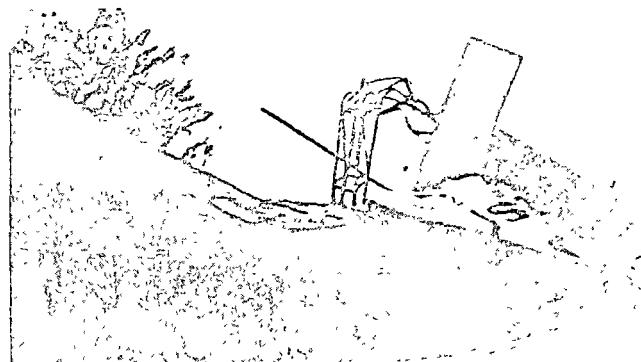


a) Antena de transmision dañada por el ciclón.

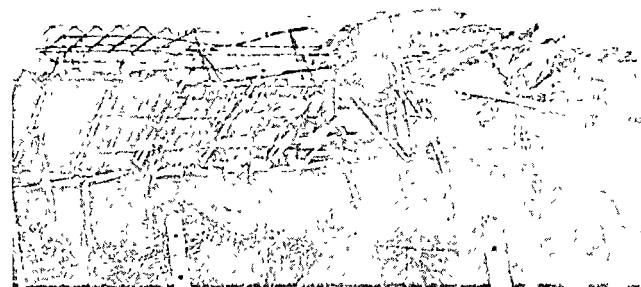


b) Detalle de la zona de union con los cables de arriostramiento, donde se presento la falla de los ángulos que formaban la estructura.

Fig 22. Antena metálica destruida por la acción de los vientos generados por el ciclón, en zona vecina al aeropuerto.

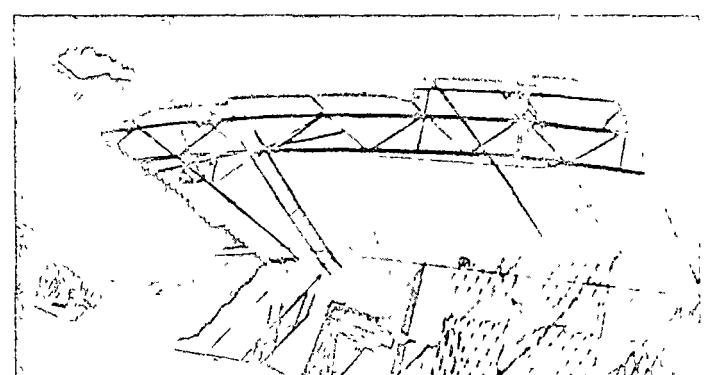


a) Estructura metálica de un anuncio, desplomada sobre una construcción vecina.

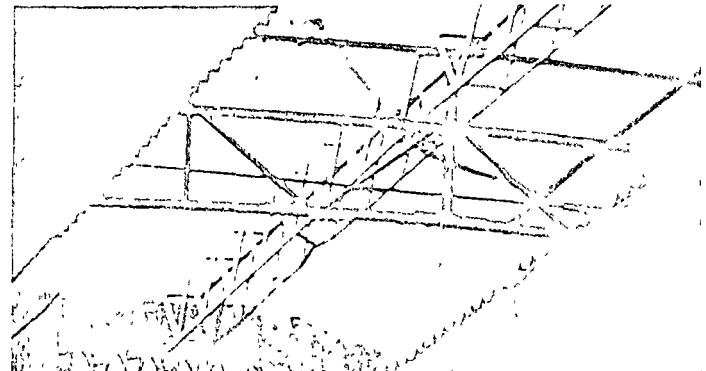


b) Estructuras metálicas destruidas por la acción de los vientos del ciclón.

Fig 23. Daños en estructuras metálicas de soporte de anuncios, que provocaron su destrucción.

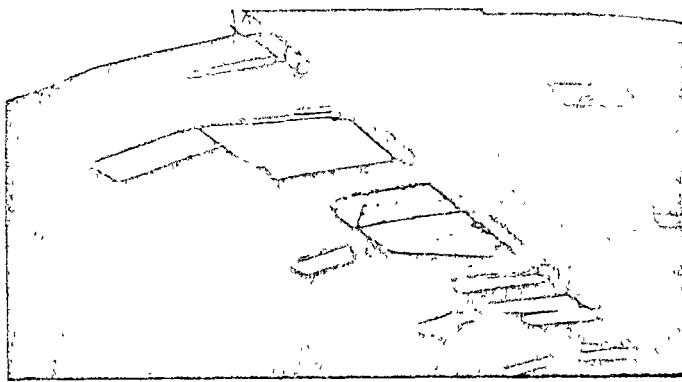


a) Estructura metálica de forma cilíndrica, dañada por el viento.

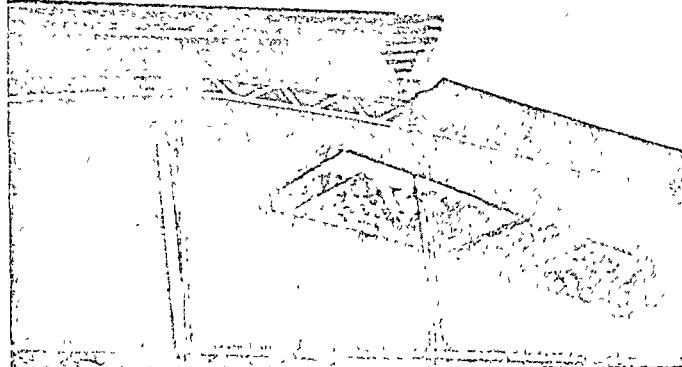


b) Detalle de la falla en compresión, de los struts extremos de la estructura anterior.

Fig 24. Daños causados por el ciclón en la estructura metálica de una construcción, en la zona Plan de Amates.



a) Arcos circulares metálicos arrancados, dañados por el viento.



b) Estructura metálica arrancada, dañada por el ciclón.

Fig 25. Estructuras metálicas formadas por arcos arrancados, dañadas por los vientos que soplaron en la zona del puerto de Acapulco.

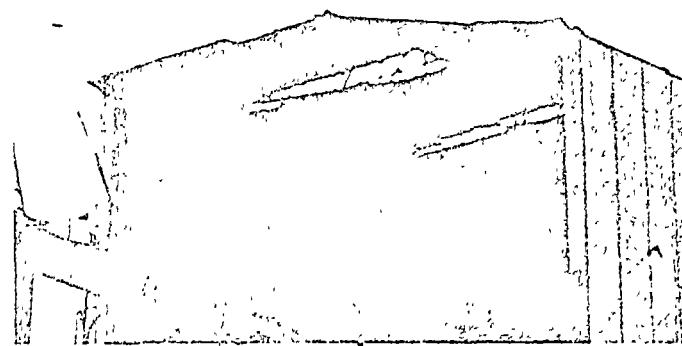


Fig 26. Fotografía de la estructura metálica de un cine en la zona del puerto de Acapulco, dañada por el viento.

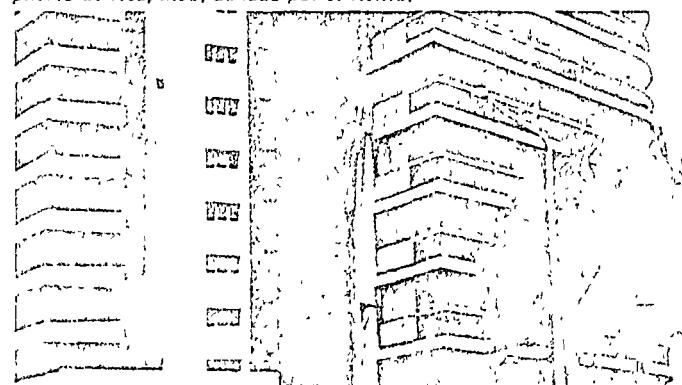


Fig 27. Fotografía de la fachada de un edificio de varios pisos, mostrando los daños causados en el revestimiento de la fachada.

b) Estructuras de soporte de anuncios, a lo largo de la carretera que conduce al aeropuerto internacional

En esta zona, donde los vientos deben haber alcanzado velocidades importantes, todas las estructuras metálicas de anuncios publicitarios resultaron dañadas, y en algunas de ellas se presentó el colapso de la estructura, casi siempre por falla en compresión de los ángulos que formaban los soportes o por falla en cortante de los pernos de unión, que provocaron el desplome de la estructura. En la fig 23 se muestran algunas estructuras que al desplomarse ocasionaron daños de consideración en construcciones vecinas.

c) Estructuras metálicas en forma de cilindros, con marcos metálicos arrancados

Tanto en la zona de Plan de Amates como en el puerto de Acapulco, las estructuras metálicas formadas por marcos arrancados, largueros y cubierta de lámina acanalada, resultaron dañadas de manera sistemática, presentándose desprendimiento de la lámina en la zona central longitudinal, así como daños de elementos que trabajaron a compresión bajo la acción de los vientos del ciclón (figs 24 a 26).

d) Daños en cubiertas de construcciones de un piso

En ambas zonas afectadas por el ciclón, gran número de construcciones de un solo piso con cubierta de lámina resultaron dañadas, sobre todo donde se empleó lámina acanalada de material frágil. Este tipo de daño podría resultar peligroso para las personas.

e) Daños en fachadas de edificios en la zona de Acapulco

Aunque se considera que los vientos fueron de baja intensidad, provocaron destrucción de recubrimientos metálicos, parteluces, o persianas metálicas deflectoras en algunas fachadas de edificios. En la fotografía de la fig 27, se observa, en la parte central, el desprendimiento del recubrimiento metálico causado por el viento.

También se apreciaron daños menores en la zona del puerto, que sin implicar daños a elementos estructurales provocaron daños materiales cuantiosos, entre los cuales se pueden mencionar: ruptura de vidrieras y cristales, daños a establecimientos comerciales, daños en cortinas metálicas de almacenes y tiendas, así como paredes destruidas por el empuje del viento.

## 9. PREVENCION DE DAÑOS

Después de analizar detenidamente los daños, así como las causas probables que los originaron, el autor

considera que en su mayor parte fueron provocados por la erección de estructuras que no se diseñaron para soportar la acción de fuerzas provocadas por el viento. Ejemplos que ilustran esta afirmación son las antenas, los anuncios, las cubiertas de construcciones bajas, los daños en arbotantes y en recubrimientos de fachadas.

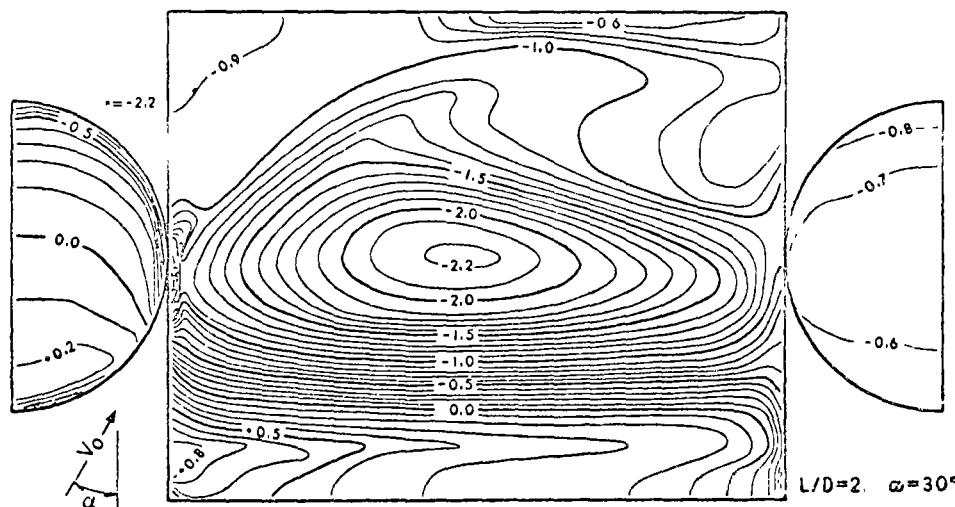
En el caso de estructuras metálicas de techo, también pueden atribuirse los daños a la falta de un diseño adecuado de la estructura contra la acción del viento, o bien, al hecho de no considerar que el viento provoca succiones verticales que, al sobrepasar el peso propio de la cubierta, tiende a provocar levantamiento, sobre todo si los elementos de soporte de la lámina no fueron convenientemente seleccionados, y al fallar la lámina frágil que lo rodea, se provocó el desprendimiento de las cubiertas.

Un aspecto interesante es el daño sistemático en la

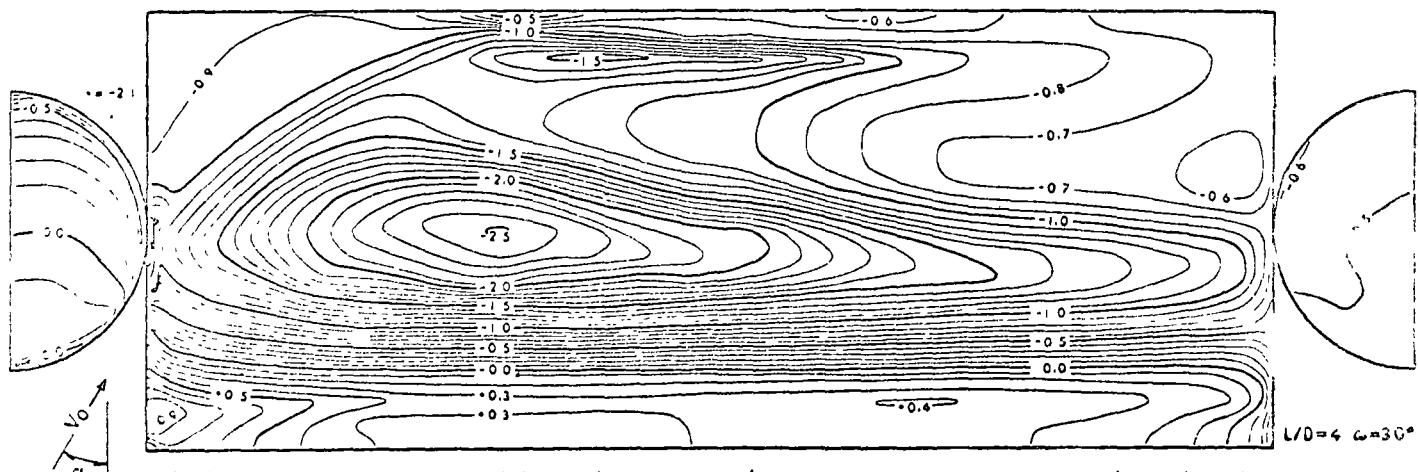
parte central longitudinal, se cubierta de techo cilíndrico, formada por marcos atrancados circulares de acero. Con el fin de explicar la falla, en la fig 28 se muestran las curvas isobáricas para cubiertas cilíndricas, que fueron obtenidas por medida directa en modelos colocados dentro de un túnel de viento (ref 19), cuando el viento actúa en sentido longitudinal de las cubiertas y bajo diversos ángulos de ataque.

En todos los casos se observa que cuando el viento presenta componente paralela al eje longitudinal del cilindro, con componente transversal, en la parte central de la cubierta se presentan isobáricas que detectan niveles altos de succión, lo que puede explicar la tendencia a destrucción en la parte central de las cubiertas, por desprendimiento de lámina.

Existe, sin embargo, un segundo aspecto del problema que interesa destacar. al calcular, mediante los criterios usuales de diseño (refs 20 y 21), las succiones



Isobars obtenidas en modelos colocados en túneles de viento, para relación  $L/D = 2$



Isobars obtenidas en modelos colocados en túneles de viento, para relación  $L/D = 4$

Fig 28. Resultado de mediciones de presiones en cilindros, cuando el viento actúa en dirección a

generadas resultan superiores a  $60 \text{ kg/m}^2$ , alcanzando valores de  $120 \text{ kg/m}^2$ . Considerando que el peso de la cubierta con la lámina es inferior a  $30 \text{ kg/m}^2$  (por tratarse de estructuras ligeras), se concluye que el arco atirantado que originalmente se diseñó para soportar fuerzas verticales hacia abajo, debe trabajar a compresión. Por resultar imposible esta condición, la estructura tiende a ser inestable, lo cual explicaría algunos de los daños mostrados en las figs 24 y 25

En adición, debido al empuje que provoca el viento sobre los muros extremos, parte de esa fuerza es transmitida por los struts, y por su gran longitud se provoca pandeo que incrementa la tendencia a la inestabilidad, en consecuencia, la cubierta se desprende, disminuyen las succiones, y la estructura tiende a recobrar su estabilidad, aunque se presentan daños permanentes.

Otro aspecto sobre el cual el autor desea hacer hincapié, es la necesidad de analizar y diseñar las estructuras metálicas para soporte de anuncios y propaganda, siguiendo criterios bien definidos (refs 21 a 23), para estimar los efectos del viento en ellas, tanto por el daño que se puede generar en los miembros de la estructura como por los daños severos que puede provocar a propiedades vecinas, pertenencias personales y aun a vidas humanas, cuando se presenta el colapso de este tipo de estructuras.

Respecto a prevención de daños en construcciones de un piso, que por necesidad se han construido sin permiso oficial en zonas populares, el autor considera que el establecimiento de un sistema radiofónico de previsión de tiempo durante la temporada de ciclones, principalmente durante los meses de junio y julio, permitiría dar aviso seguro a la población, con 6 horas de anticipación de la aparición de vientos intensos, para que se tomen precauciones elementales como:

a) Colocar sogas sobre la cubierta de las construcciones de un piso, sujetas a muros laterales, para evitar los efectos de las fuerzas de succión y el desprendimiento de láminas, las cuales, al alcanzar velocidades importantes, se transformarían en proyectiles que podrían provocar daños y pérdidas de vidas.

b) Recomendar que las personas no abandonen sus habitaciones, durante las horas en las que se presentan vientos intensos para evitar que alguna lámina desprendida ocasione daños físicos

c) Con el fin de disminuir las succiones en la parte superior de las cubiertas, provocadas por flujo del aire, se recomienda cerrar todas las ventanas, puertas y aberturas que se encuentran colocadas sobre los muros norte, este y sur de las construcciones; al mis-

mo tiempo, abrir todas las ventanas, puertas y aberturas que estén orientadas hacia el oeste, para generar succiones interiores en la cubierta, que tiendan a contrarrestar las fuerzas que tratan de levantar el techo de las construcciones.

## 10. COMENTARIOS FINALES

Los resultados de la investigación llevada a cabo indican que se conocen aspectos muy variados de la ciclogénesis en las costas sur y suroeste de la República Mexicana.

Los efectos térmicos, generados por la energía desprendida del sol durante el verano, pueden considerarse como principales causantes de la formación de ciclones durante los primeros meses de dicha estación, en la zona del océano Pacífico próximo a las costas de Centroamérica.

Se conocen leyes que gobiernan, desde el punto de vista físico, la formación de ciclones, a partir de corrientes ascendentes de aire caliente. Respecto a la trayectoria de los ciclones, pueden llevarse a cabo predicciones con suficiente confianza, a partir de observaciones y de la información obtenida de aparatos de registro, entre los cuales se pueden mencionar.

- a) Acelerógrafo de periodo grande, como el sismógrafo Wiechert de 1 200 kg, instalado en el Observatorio de Tacubaya.
- b) Sismógrafo de periodo corto, como los de Puebla y Tacubaya, de 17 ton, que permitirían confirmar, mediante registros gráficos, la existencia de una tempestad tropical o un ciclón en el Pacífico.
- c) Satélites NOAA y ESSA, que permanentemente toman fotografías de la zona del Pacífico Norte, en las que se puede observar, con suficiente claridad, la trayectoria de un ciclón en el Pacífico.
- d) Mareógrafos instalados por el Instituto de Geofísica en el puerto de Acapulco, que permiten establecer modificaciones en el registro que indican la aproximación de un ciclón a las costas meridionales de la República Mexicana.
- e) Barógrafos de registro continuo, como el instalado en la torre de control del aeropuerto internacional de Acapulco, que permiten establecer con certeza y anticipación de 6 horas, la inminente entrada de vientos intensos.
- f) Registro continuo de la velocidad del viento, obtenido de anemógrafos, como el de la estación

meteorológica instalada en la proximidad del aeropuerto internacional, confirmados por mediciones de anemómetros

g) Sistema de aviso de alerta desde embarcaciones en la zona de ciclogénesis.

h) Mediciones de temperatura superficial del mar en regiones próximas al ecuador, que permitan afirmar que la temperatura de 26° C ha sido sobrepasada.

Conocida la información antes mencionada, puede establecerse con certeza la zona de la costa sur de la República que se verá afectada por el ciclón, para establecer pronósticos y activar un sistema de aviso a la población, para que se tomen precauciones, y así reducir los daños

Se sugiere la exigencia de especial cuidado durante la construcción de estructuras metálicas para soporte de anuncios, así como para naves industriales o comerciales, en las cuales se empleen sistemas de cubierta cilíndrica formadas por marcos atirantados de acero, largueros y láminas acanaladas frágiles.

Los sistemas de sujeción de parteluces, persianas y fachadas, deben ser cuidadosamente revisadas, antes de iniciar su construcción.

Finalmente, el análisis y diseño cuidadoso de una estructura, cuyo periodo natural se encuentre en la cercanía de 0.2 y 2.2 seg, permitiría, como método preventivo, reducir el daño a construcciones y propiedades en la zona afectada por un ciclón.

## 11. RECONOCIMIENTO

El autor hace patente su reconocimiento a las siguientes instituciones que, de manera desinteresada, proporcionaron información e hicieron posible, en suena parte, que esta investigación se completase.

Instituto de Ingeniería, UNAM

Comisión Nacional del Espacio Exterior, de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Dirección de Meteorología, dependiente de la Secretaría de Agricultura y Ganadería

Observatorio Meteorológico de Plan de Amates, dependiente de la Secretaría de Agricultura y Ganadería

Radio Aeronáutica Mexicana, S. A (RAMSA) y su personal en el aeropuerto internacional de Acapulco

Instituto de Geofísica de la UNAM y sus secciones de Sismología y Magnetografía.

## 12. REFERENCIAS

1. L. Berkofsky, "A Numerical Model for the Prediction of Hurricane Formation", *Geophysical Research*, Informe No 67 AFCRC-TR-60-220 (mar 1960)
2. E. Levi, "Nonfriction Vortices", Informe presentado a la ASCE. Comunicación personal
3. C.E. Deppermann, "Some Characteristics of Philippine Typhoons", *Bureau of Printing*, Manila (1939)
4. L A. Hughes, "Journal of Meteorology" (1952)
5. W.C. Conner, R.H. Kraft, y D.L. Harris, "Empirical Methods for Forecasting the Maximum Storm Tide, due to Hurricanes and Other Tropical Storms" *Monthly Weather Review*, 85.4 (abr 1957), pp 113-116
6. P.J. Wemesfelder, "The Disaster in the Netherlands, Caused by the Storm Flood of Feb. 1, 1953", Procs. Fourth Conference of Coastal Engineering, *The Engineering Foundation Council on Wave Research*, Berkeley (1954), pp 258-271

7. B. Gutemberg, "Compendium of Meteorology", Boston, Mass. (1951), pág 1303
8. E. Palmen, "Geophysica", Helsinki (1948)
9. G.E. Dunn, "Compendium of Meteorology", Boston, Mass. (1951)
10. E.S. Jordan, "Journal of Meteorology" (1952)
11. J. Colon, "Monthly Weather Review" (1953)
12. S. Petersen, "Weather Analysis and Forecasting", Vol II, Nueva York. (1956), pp 371-402
13. H. Richl, W.H. Haggard y R.W. Sanborn, "On the Prediction of 24 Hour Hurricane Motion", *Journal of Meteorology*, Vol 13, No 5 (oct 1956), pp 415-420
14. Staff Members of the Weather Forecasting Center, "An experiment in Forecasting the Displacement of 500 mb Troughs and Ridges", *Journal of Meteorology*, Vol 13 (1956), pp 421-432
15. M A. Estoque, "A Prediction Model for Cyclone Development, Integrated by Fjörtort's Method", *Journal of Meteorology*, Vol 13 (abr 1956), pp 195-202
16. N Rodríguez Cuevas, "Variación de la velocidad del viento con la altura en un punto", Informe No 47, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (oct 1961)
17. N. Rodríguez Cuevas, "Desplazamiento de estructuras simples bajo la acción de vientos máximos registrados en la ciudad de México", Informe No 280, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (ene 1971)
18. C.H. Norris, et al, *Structural Design for Dynamic Loads*, *Mc Graw-Hill Book Co., Inc.*, Nueva York (1958)
19. Chieng et al, "Wind-Tunnel Studies of Pressure Distribution on Elementary Building Forms", *Iowa Institute of Hydraulic Research*, (1951)
20. "Manual de Diseño de Obras Civiles", CFE (1969)
21. J. Biggs, et al, "Wind Forces on Structures", *Trans, ASCE*, Vol 126, Parte II (1961)
22. N. Rodríguez Cuevas, "Diseño por viento en el Distrito Federal", *I Simposio Panamericano de Estructuras, IPN*, México, D. F. (1960)
23. Reglamento para Construcciones en el Distrito Federal, *Diario Oficial*, Cap 32 (feb 1966), pp 129-134





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam

EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

PATOLOGIA DE CIMENTACIONES

ING. LUIS VIEITEZ UTEZA.

## EFFECTOS DE LA CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES EN ESTRUCTURAS VECINAS

### Causas de falla

1) Ausencia de una adecuada investigación del lugar o errada interpretación de los resultados de tal investigación. 2) Diseño deficiente de la cimentación. 3) Mala ejecución de la cimentación y 4) Insuficiente previsión en el diseño de causas excepcionales como pueden ser fenómenos térmicos o biológicos, lluvias e inundaciones fuera de lo comúnmente registrado en la región.

Colaboración estrecha entre el investigador del sitio, el estructurista y el contratista en todas las etapas, desde el estudio hasta la terminación de la obra y la observación de su comportamiento posterior.

Aunque las fallas de cimentaciones nunca se deben a una sola causa, siempre hay una principal.

Concentrar la atención sobre el punto 3) mala ejecución.

Sesión III, IV Congreso Panamericano, Pto. Rico.

I. Una o mas de estas operaciones están presentes en la mayoría de los principales proyectos de edificios y otras obras de ingeniería: Excavación, drenaje, piloteado.

Particularmente en suelos blandos y compresibles cualquiera de estas operaciones puede causar movimientos importantes del terreno vecino. Para evitar daños y tomar decisiones económicas, esfuerzo especial ingenieril.

Dependiendo de la naturaleza de las estructuras vecina y los costos y riesgos implícitos decidir:

- a) Comprar o recimentar
- b) Que el daño se produzca y reparar después
- c) Modificar o ajustar diseño y evitar daño

El proyectista es responsable de especificar la ejecución adecuada y el contratista de asegurar que con los procedimientos que emplea la ejecución especificada se va a lograr

Tabla 1

II. Movimientos que afectan a estructuras vecinas. Asentamientos permisibles. Asunto muy complejo. Fig. 1 Tabla II

Juicio ingenieril en cada caso. Considerar tabla II al juzgar.

Comparar daño contra costo de no daño

Tipo de movimiento.- Excavación y piloteo causan desplazamientos laterales.

Un movimiento horizontal es mas dañino que uno vertical de igual magnitud.

Velocidad del movimiento.- La mayoría de estructuras pueden deformarse mucho mas sin daño ni agrietamiento bajo movimientos lentos. Pueden fluir y deformarse plásticamente bajo las cambiantes condiciones de apoyo.

Excavación y piloteo causan movimientos rápidos lo mismo que recimentación. La construcción del edificio-asentamientos lentos.

Concreto, piedra, mampostería y madera muy sensibles a movimientos rápidos.

Distribución del movimiento.- Fig. 2

Distorsiones angulares implícitas de 1/250 a 1/500

Condición del edificio.- Edificios viejos en malas condiciones muy sensibles a movimientos rápidos. Mampostería y concreto mas frágiles con el tiempo. Los edificios que han sufrido ya asentamientos diferenciales pueden dañarse mucho por movimientos adicionales.

Resumen

Movimientos de estructuras vecinas menos tolerables que los propios.

Se requiere juicios ingenieril sobre movimientos permisibles.

III Movimientos por hincado de pilotes. Fuente de problemas en todo tipo de suelo.

- a) En suelo duro vibraciones molestas o daños a edificios contiguos.
  - b) En arenas sueltas saturadas, densificación y grandes asentamientos, licuación.
  - c) En arcillas blandas y medias excesos de presión de poro, desplazamientos, expansión y consolidación posterior.
- a) Frecuencia de vibración de los martillos comunes 1 a 2 c.p.s. muy inferior a lo natural del suelo. Resonancia posible con martillos vibratorios. Vibraciones intensas en suelos densos, granulares y en arcillas rígidas.

Igual criterio que para explosivos: La velocidad máxima de vibración en la superficie del suelo de una partícula, límite: 10 cm/seg. para agrietar recubrimientos de yeso.

Fig. 3, Fig. G-1 y Fig. G-2

Para energías comunes de 20 a 40 000 ft-lb a mas de 3.5 a 7 m la velocidad es menor de 10 cm/seg.

Se evitan problemas con perforación previa en arcillas o chiflón en arenas. Reducción de energía poco efectiva que varía con la .

b) Densificación de arenas.- Remedios: Reducir el nivel de vibración, chifloneo efectivo pero cuidado con socavaciones, reducir el número de pilotes hincados acerca de estructuras vecinas.

c) Arcillas. Falla por capacidad de carga no drenada para avanzar a través de arcilla. No hay cambio de volumen rápido por ende hay desplazamiento lateral y hacia arriba. (Fig. 4).

Zona I, 1/2 de diámetro nominal del pilote, grandes distorsiones por corte y remoldeo. Zona II falla por capacidad de carga al igualarse esfuerzos cortantes con resistencia al corte. Zona III esfuerzo lateral; no aumenta lo suficiente para causar falla.

Después del hincado las presiones de poro se disipan y viene consolidación que es mayor que la expansión: hay un asentamiento neto. Problemas cuando se hinca cerca de estructuras de retención y taludes. Reducción de presión efectiva y reducción de resistencia al corte de taludes.

Aumento de esfuerzos laterales en estructuras de contención, especialmente si se hinca por encima del nivel de apoyo de las estructuras a menos de 10 mts. de distancia; en estos casos es mejor perforación previa.

Factores importantes: 1) Espaciamiento de los pilotes. 2) Tipos de pilotes. 3) Métodos de instalación. 4) Orden de hincado.

Movimientos importantes a distancias iguales al espesor del estrato de arcilla. Soluciones: Uso de pilotes de alta capacidad y bajo desplazamiento o perforación previa, e hincado de las estructuras vecinas hacia fuera.

#### IV Drenaje

Erosión, arrastre, tubificación, se controlan con bombeo controlado y filtros. (Ver escrito y Figs. adjuntos). Asentamiento por consolidación de capas compresibles cuando éstas se encuentran limitadas por capas de arena en las que el bombeo abate el nivel piegométrico. El efecto se extiende a grandes distancias de la excavación. Se controla si el bombeo se hace poco prolongado o si se sellan las capas de arena con tablestacas, pantallas impermeables o muros colados en sitio, y se colocan pozos de recarga fuera de la excavación.

## V. Movimientos causados por excavaciones

Los movimientos dependen de las dimensiones y particularmente la profundidad de excavación; de las condiciones de suelo; de la rigidez y del método y orden de instalación del sistema de soporte; del tiempo que la excavación permanece abierta y de los detalles de construcción y de mano de obra. Como antes se ha dicho, también el método de control de agua freática puede influir grandemente en los movimientos.

Los movimientos arriba del nivel de excavación dependen del sistema de ademe, bajo este nivel dependen principalmente de las propiedades del suelo. Si el suelo bajo la excavación debe sufrir grandes deformaciones unitarias antes de desarrollar la resistencia pasiva o si no es capaz de desarrollar suficiente de estas resistencias, el movimiento del suelo hacia el interior de la excavación y el asentamiento resultante serán grandes.

Movimientos según el tipo de suelo.- La Fig. 23 muestra movimientos laterales de ademe y asentamientos observados en excavaciones adecuadas, con vigas de acero y tupido de madera o con tablestacas en diferentes tipos de suelos.

Suelos granulares.- Movimientos pequeños si el flujo de agua se abate y se controla (0.5 por ciento de la profundidad de excavación en arenas sueltas y gravas) Arcillas blandas y medias y limos orgánicos.

Movimientos del ademe y asentamientos del orden de 1.0 al 2.0 por ciento de la profundidad de excavación, son comunes y a distancias de 3 a 4 veces esa profundidad se extienden los efectos.

Fig. 24 Datos de observaciones que incluyen el asentamiento elástico y el de consolidación.

$N_{cb}$  - coeficiente de estabilidad

$N_b$  -

- peso volumétrico del suelo

$H$  - profundidad de excavación

$S_u$  - resistencia al corte no drenada; falla por extensión.

Figs. 27 y 28 Flujo plástico pasivo local en los bordes de la excavación cuando  $N_{cb}/N_b$  es 1.5 a 2.0 en arcillas normalmente consolidadas.

Movimientos observados en relación con la estabilidad del fondo.

Figs. 29 y 30

Influencia del ademe y de la rigidez del sistema en los movimientos.

Tabla 3.

Muros colados en el sitio son mas rígidos a la flexión que las tablas tacas. Esta rigidez influye en limitar los movimientos bajo el nivel de excavaciones Figs. 34 y 35.

VI. Conclusión:

Tabla 4

## DISCUSSION-SESSION IV

Otro punto evidente resultado de un estudio de casos en los que ocurrieron fallas, es que muchos de los problemas que llevaron a la falla ni siquiera fueron anticipados en la etapa del diseño. En muchos de estos casos, los daños se hubiesen podido evitar si tan solo se hubiesen reconocido los problemas potenciales durante la etapa del diseño. El punto es, que en muchos casos, se hacen esfuerzos de ingeniería inadecuados, cuando en realidad se necesitaban hacer esfuerzos especiales para evitar los daños.

Los ingredientes esenciales del esfuerzo de ingeniería que debe hacerse en cualquier proyecto de fundación grande, en una área urbana, están dados en la Tabla I. Tal como se resumió en el informe sobre El Estado del Arte de la Conferencia, la capacidad técnica para llevar a cabo estos cuatro pasos es relativamente pobre en algunas áreas, pero razonablemente buena en la mayoría de los casos.

TABLA 1

### INGREDIENTES DE INGENIERIA ESENCIALES PARA EVITAR DAÑOS A ESTRUCTURAS CERCANAS DURANTE LA CONSTRUCCION DE FUNDACIONES.

1. Reconocer las Causas Potenciales de Movimientos
2. Considerar los Movimientos del Terreno Adyacente como un Criterio de Diseño
3. Diseñar y Construir de Acuerdo a Esto
4. Instrumentar para Controlar la Construcción

## DISCUSSION-SESSION IV

TABLA 2

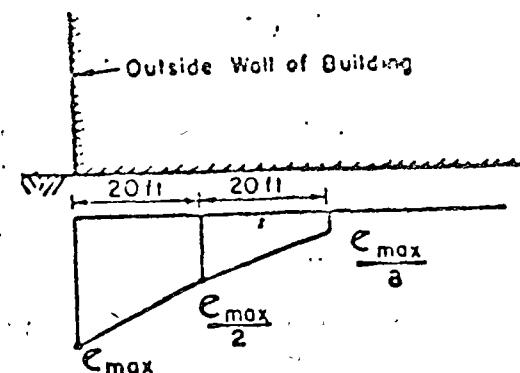
### PASOS EN LAS OPERACIONES DE CONSTRUCCION ENCAMINADOS A PREVENIR DAÑOS A ESTRUCTURAS CERCANAS

<u>Pasos</u>	<u>Persona Responsable</u>
1. Hacer levantamiento topográfico de estructuras e instalaciones de servicio adyacentes, y establecer movimientos permisibles.	Ingeniero Diseñador
2. Evaluar las condiciones de suelo y los métodos de construcción probables; identificar mediciones claves respecto al comportamiento de la construcción.	Ingeniero Diseñador
3. Escribir las especificaciones de construcción relacionadas al comportamiento de las estructuras cercanas	Ingeniero Diseñador

TABLE 2 continuation....

<u>Pasos</u>	<u>Persona Responsable</u>
4. Diseñar el sistema de soporte temporero, operaciones de drenaje, etc; establecer los procedimientos de construcción.	Contratista
5. Iniciar el programa de vigilancia para comprobar el comportamiento y evaluar los procedimientos de construcción.	Ingeniero Diseñador
6. Modificar la construcción siempre que fuese necesario.	Contratista

En ausencia de especificaciones de comportamiento razonables, concursos competitivos pueden poner en riesgo, el que el contratista tome en consideración los posibles movimientos de terrenos adyacentes. El contratista puede que no gane un concurso si incluye en su construcción, medidas adecuadas para prevenir movimientos. Sin embargo, especificaciones de comportamiento ayudarian al contratista a llegar a un precio justo y más importante que esto, a asegurar a cada concursante individual el que sus competidores estén incluyendo dinero en sus estimados, para los trabajos necesarios en cuanto a reducir o prevenir los movimientos.



from Pack (1970)

<u>STRUCTURE</u>	<u><math>e_{max}</math></u>
Brick	2 inches
Concrete or Cinder block	3/4
Monumental Stone	1
Steel or Concrete Frame	2

FIG. 2 - MAXIMUM TOLERABLE SETTLEMENT CAUSED BY NEARBY CONSTRUCTION TO PREVENT ARCHITECTURAL DAMAGE

## VALORES TOLERABLES DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

<u>Concepto</u>	<u>Límite</u>
Valor medio en el predio	30 cm
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana

b) Inclinación media

<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	$100/(100+3h) \%$	$h = \text{altura de la construcción, m}$
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3%	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

<u>Tipo de estructura o cimiento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Tanques para almacenamiento de fluidos	Pendiente máxima del perfil de asentamientos	
a) Tapa fija		0.008
b) Tapa flotante		0.002
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015
Estructuras de acero de una y dos plantas; techos de armadura metálica; muros de relleno flexibles	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.008
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados
Panelos móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004

## ANGULAR DISTORTION, $\delta/L$

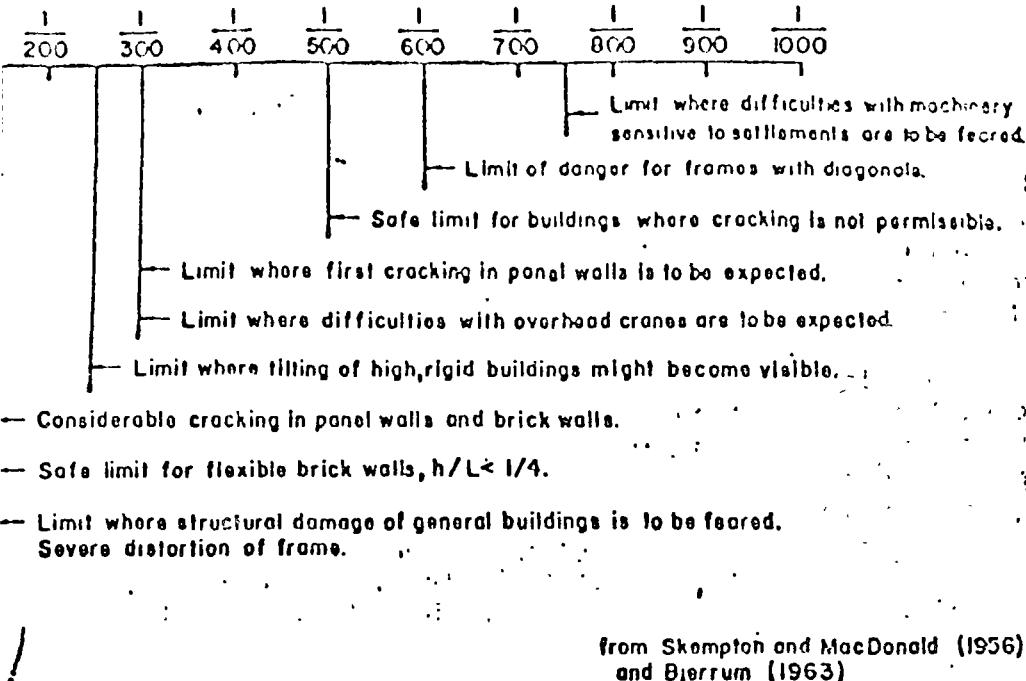


FIG. 1 - DAMAGE CRITERIA FOR SETTLEMENT OF BUILDINGS  
UNDER THEIR OWN DEAD WEIGHT

TABLE 2 - FACTORS INFLUENCING TOLERABLE ADDITIONAL  
MOVEMENT OF EXISTING BUILDINGS

Type of Movement
Rate of Movement
Magnitude and Distribution of Movement
Type and Construction of Building
Age and Existing Condition of Building

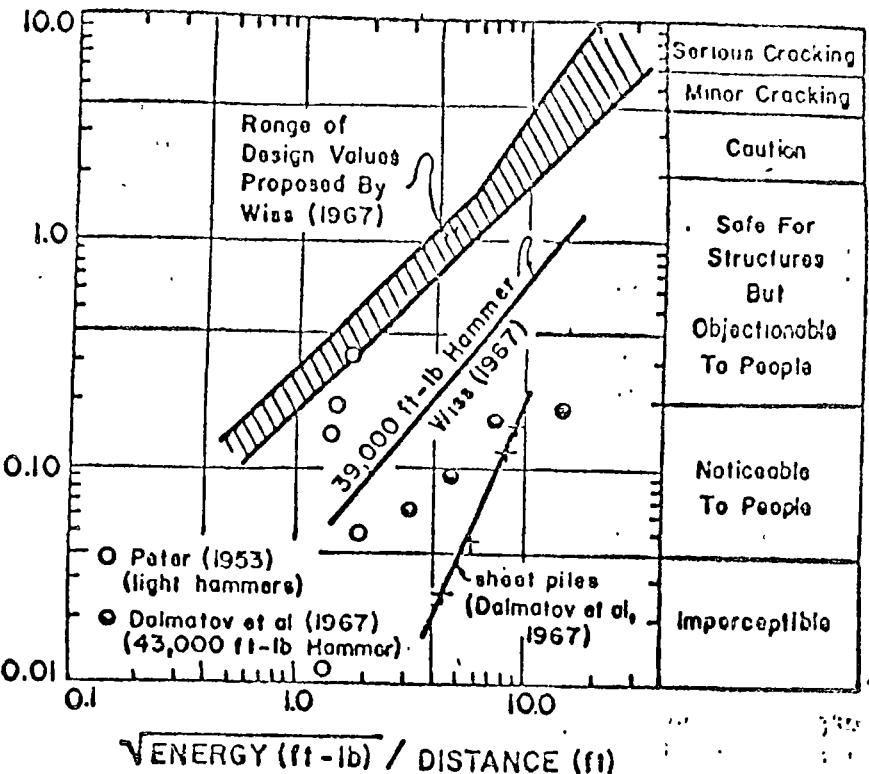


FIG. 3 - MAXIMUM VIBRATION INTENSITIES EXPECTED  
FROM PILE DRIVING WITH IMPACT HAMMERS

VIBRATION SOURCE	ENERGY (FT-LB/BLOW)	DIST. (FT)	SOIL
<u>PILEING :</u>			
□ SHELL BORING	780	— 7,800	5-10
○ DRIVING	6,700	— 26,900	5-25
○ DRIVING	94,000	— 156,000	10-50
△ VIBROFLOT	2,000	PER CYCLE	3-20
CS = COARSE SAND		MS = MEDIUM SAND	S/G = SAND/GRAVEL
FS = FINE SAND.			

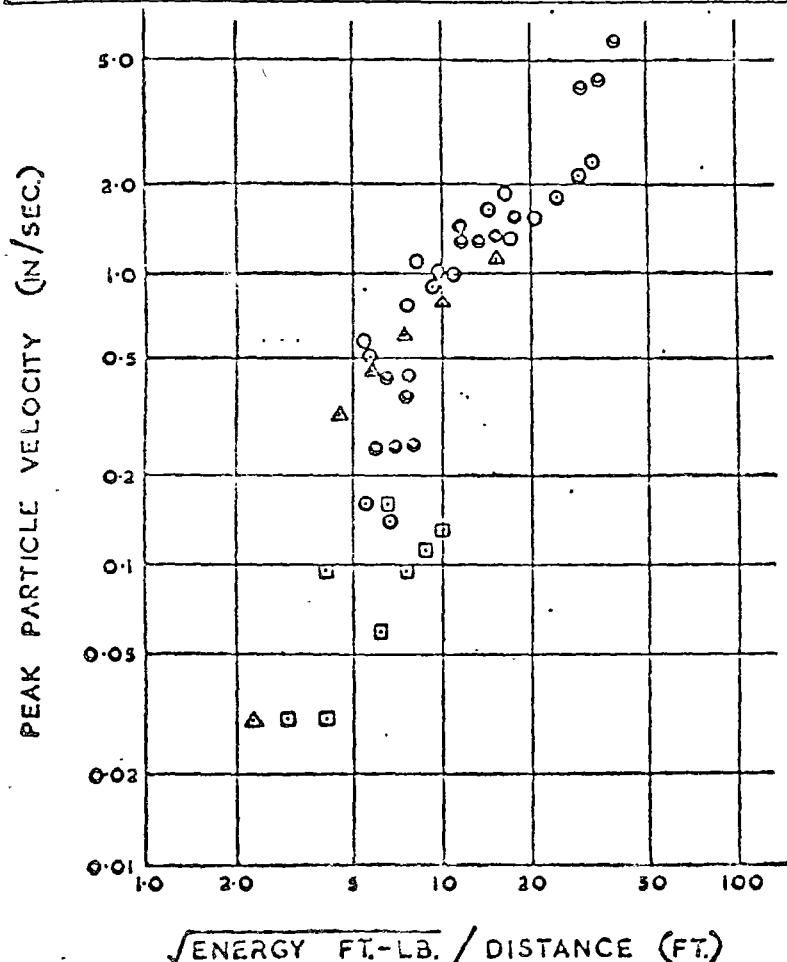


FIG. G.1 - VIBRATION INTENSITIES FROM PILEING AND VIBROFLOTATION

commonly used frequencies, most structures are more susceptible to damage from vertical rather than horizontal motion, vibroflotation may thus be safer to use near structures than piling equipment motivated by vertical vibration.

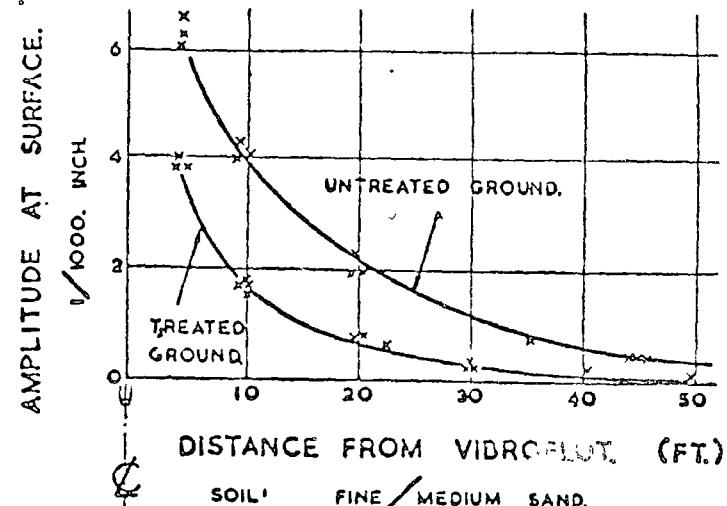


FIG. G.2 - VIBRATION AMPLITUDES IN SOIL NEAR A VIBROFLOT

Data reproduced in Figure G.2 due to Littlejohn (1970), was obtained by surface measurement of vibration amplitude in sand near compaction probes with a vibroflot similar to those used in U.S.A. running at 30 cycles per second. The initial amplitude (and hence particle velocity) on untreated ground fell almost instantaneously to reduced values for compacted sand (in this case, by a factor of order 2).

Although further supporting data are required this implies that in loose sand particle velocities before compaction occurs are higher than in denser compacted sand. Initial shocks from pile driving may thus be more damaging to structures on shallow foundations in this soil than later ones from piles driven in ground which has undergone some compaction. The major part of settlements so induced will also tend to occur under the initial shocks, and very rapidly.

#### References

- Littlejohn, G.S., (1970), Discussion p.82-84, Proceedings of Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers, London.  
 Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.E., (1970) "Vibrations of soils and foundations", Prentice Hall.

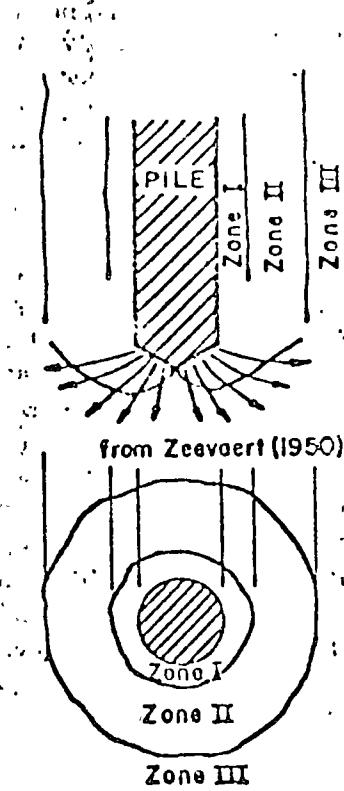


FIG. 4 - ZONES OF SOIL DISTURBANCE  
AROUND SINGLE PILE DRIVEN  
IN CLAY

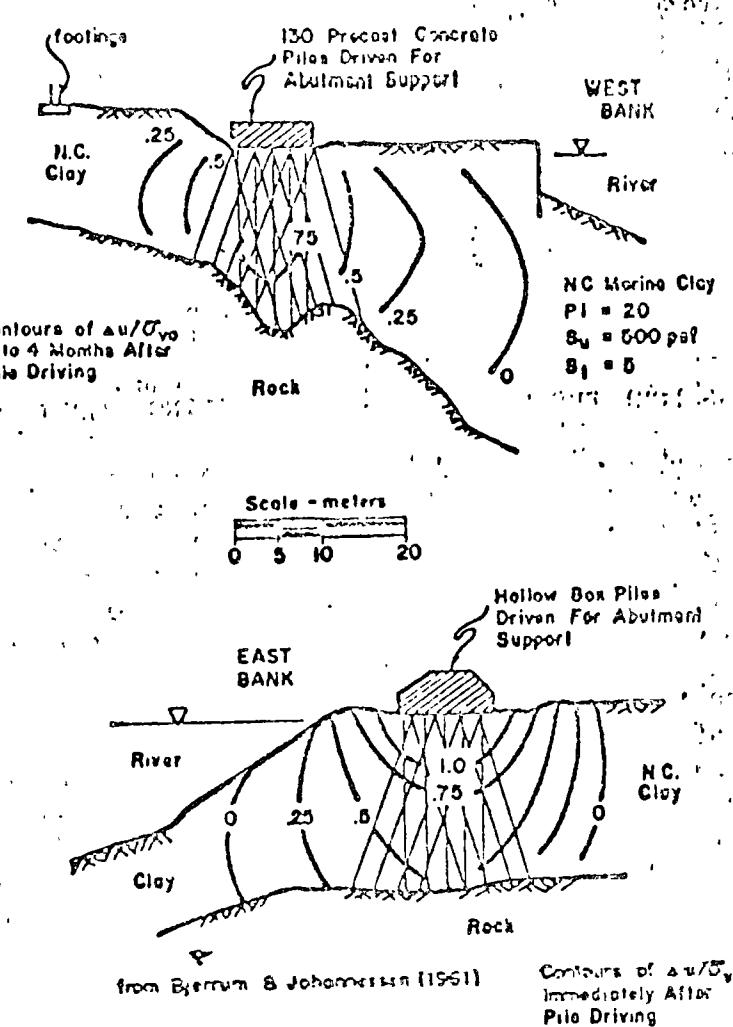
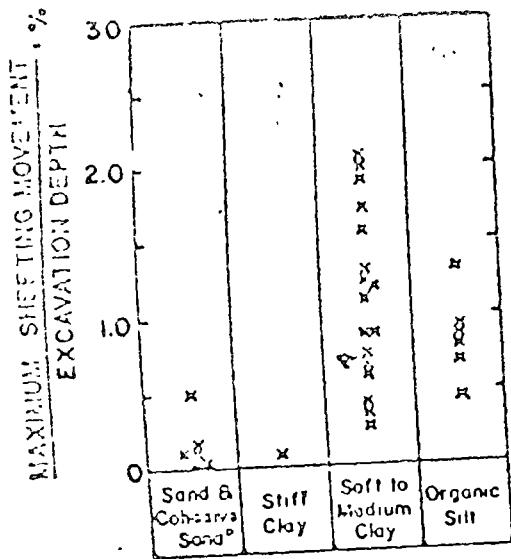
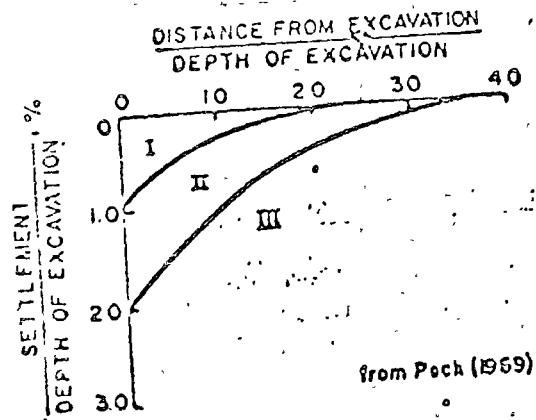


FIG. 8 - EXCESS PORE PRESSURES CAUSED BY DRIVING PILE GROUPS IN NORWAY



<sup>a</sup> Does not include cases where large movements have been caused by subsurface erosion and piping.

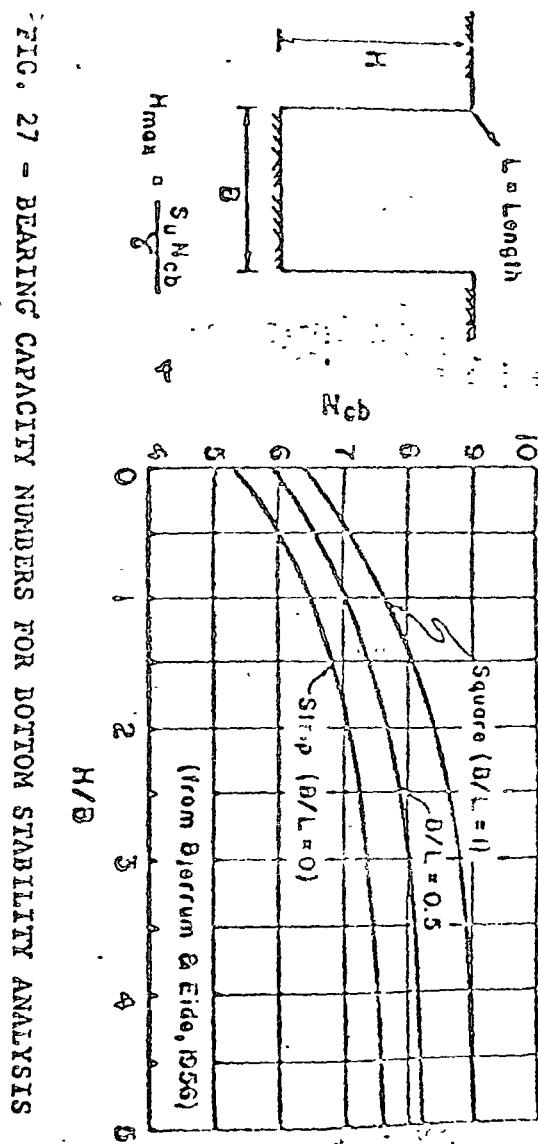
FIG. 23 - FREQUENCY DISTRIBUTIONS OF MAXIMUM SOIL MOVEMENTS CAUSED BY EXCAVATION EMPLOYING SOLDIER PILES AND LAGGING OR STEEL SHEETING



- Zone I  
Soft to Hard Clay  
Average Workmanship
- Zone II
  - a) Very Soft to Soft Clay
    - 1) Limited depth of clay below bottom of excavation
    - 2) Significant depth of clay below bottom of excavation but  $N_b < N_{cb}$  (See Section C)
  - b) Settlements affected by construction difficulties
- Zone III  
Very Soft to Soft Clay to a significant depth below bottom of excavation and with  $N_b > N_{cb}$

FIG. 24 - SETTLEMENTS ADJACENT TO OPEN CUTS IN CLAY

Buildings supported on piles extending below the bottom of the excavation or otherwise bearing in stiff material are not immune to



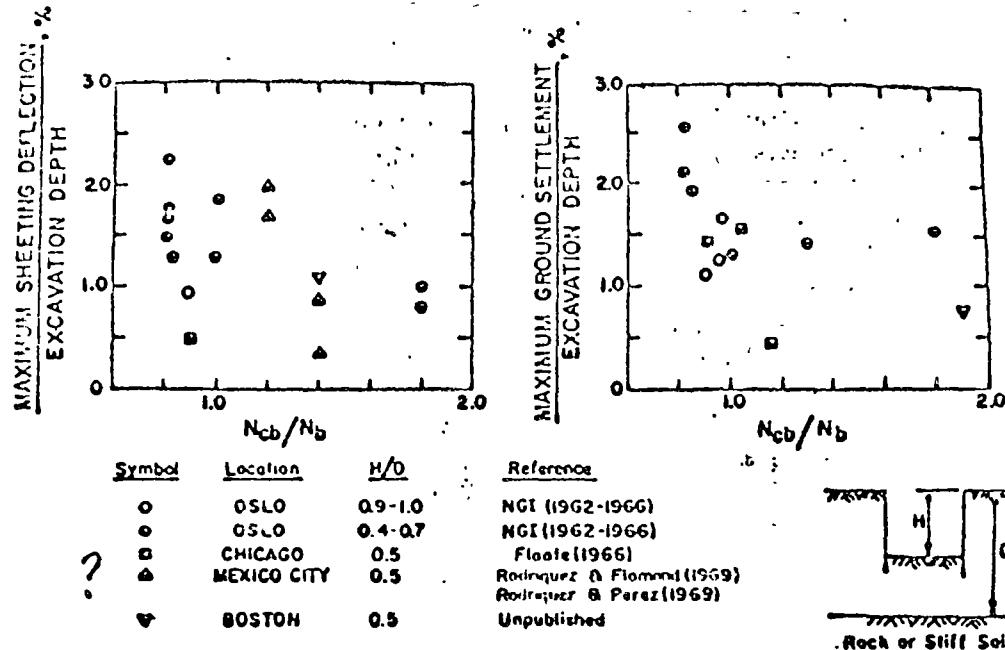
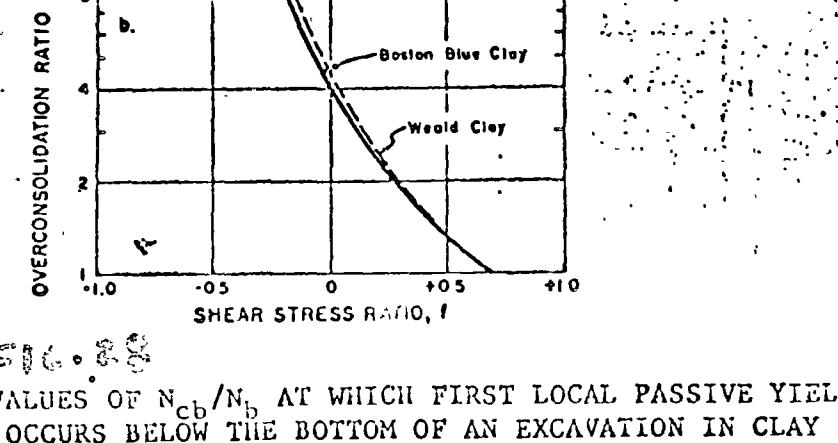
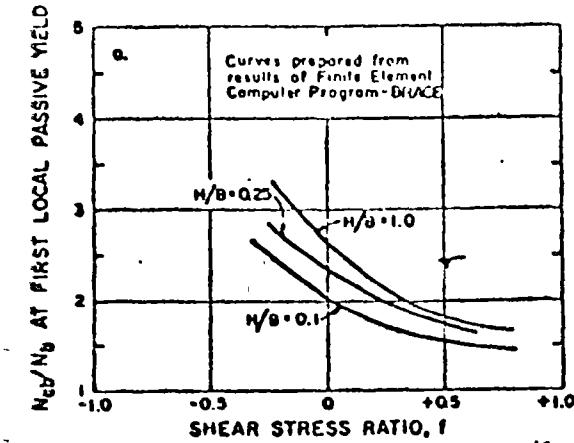


Fig. 29 - MAXIMUM SHEETING DEFLECTIONS AND MAXIMUM GROUND SETTLEMENT RELATED TO BOTTOM STABILITY NUMBER FOR EXCAVATIONS IN SOFT AND MEDIUM CLAY

DISTANCE FROM EXCAVATION / EXCAVATION DEPTH

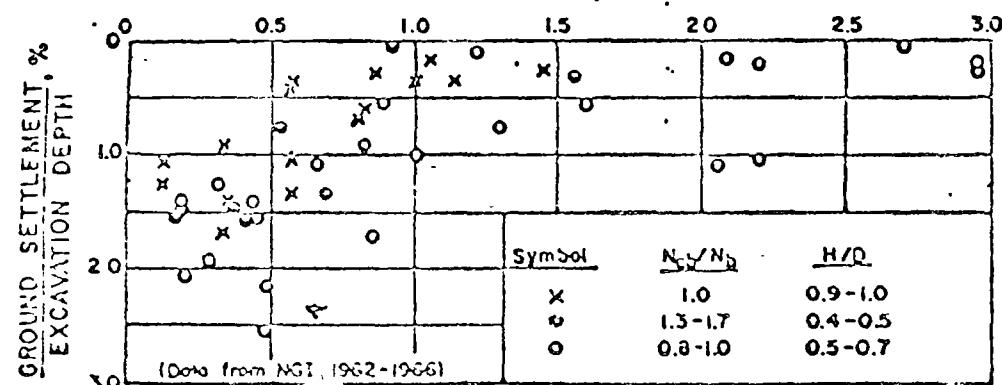
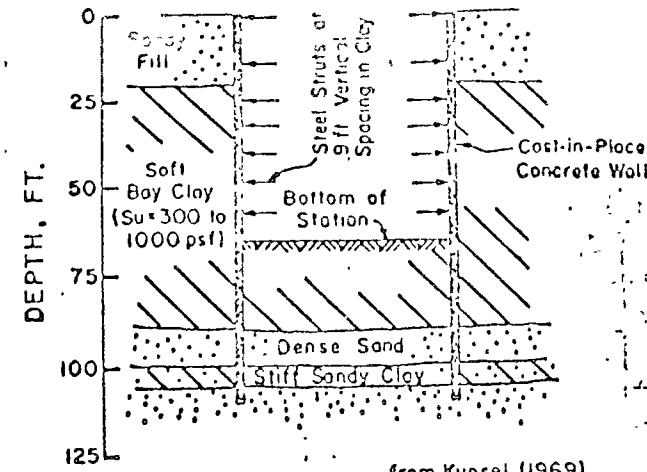


Fig. 30 - GROUND SETTLEMENTS ADJACENT TO EXCAVATIONS IN OSLO



from Kuosel (1969)

TABLE 3 - FACTORS CONTROLLING LATERAL WALL MOVEMENTS THAT OCCUR ABOVE EXCAVATION LEVEL

Horizontal and Vertical Brace Spacing

Depth of Excavation Below Brace Level Before Brace Is Installed

Length of Excavation Parallel to Wall Made at Any One Level Prior to Installing Braces at That Level

Elapsed Time Between Excavation and Brace Installation

Details of Prestressing and Wedging Braces

Details of Excavating and Placing Lagging Between Soldier Beams

FIG. 34 - CAST-IN-PLACE CONCRETE WALL AT EMBARCADERO STATION IN SAN FRANCISCO

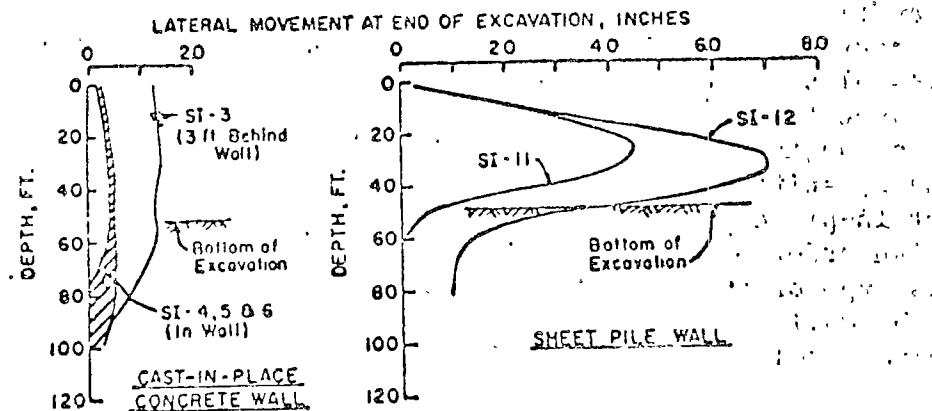
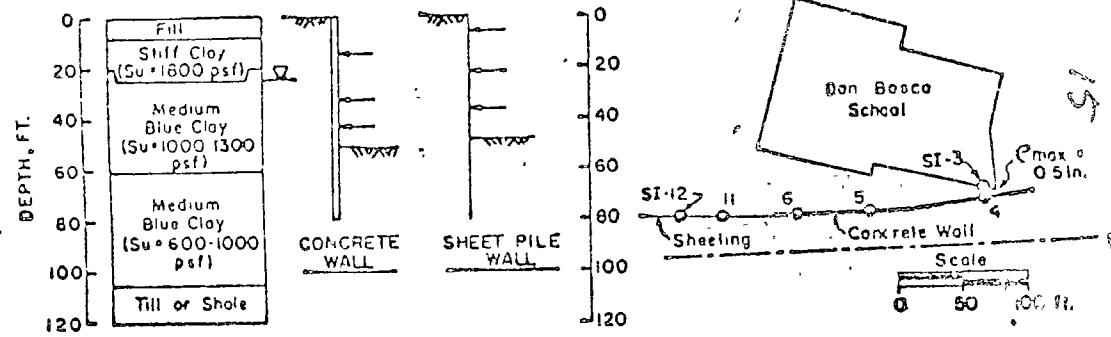


FIG. 35 - COMPARISON OF WALL DEFLECTIONS FOR CAST-IN-PLACE CONCRETE WALL AND SHEET PILE WALL AT NEARBY SECTIONS OF EXCAVATION IN MEDIUM CLAY

16

and the consequences of the movement, and he must know the measures that can be taken to limit or prevent movement.

TABLE 4 - SUMMARY OF FOUNDATION CONSTRUCTION  
EFFECTS ON NEARBY STRUCTURES

Construction Operation and Soil Type	Cause of Movement and Type of Problem	Nature of Movement	Preventive Measures
<u>PILE DRIVING</u>			
Stiff clay and dense sand	Transient vibrations may cause architectural damage.	Displacements during pile driving less than 10-20 ft.	Control vibration levels by precores or jetting.
Uniform sand and silty sand	Densification may occur, particularly in loose sands below ground water level.	Large settlements have been reported, distance affected is usually less than about 50 ft.	Reduce level of vibrations. Use of low displacement piles does not appear to be effective.
Soft and medium clay	Driving causes lateral displacement, heave and later settlement. Induced pore pressures temporarily decrease soil strength.	Movements depend primarily on the amount of soil displaced by the driving. Distance affected is about equal to thickness of the clay.	Use low displacement, high capacity piles or piles placed in precores holes. Control driving sequence and proceed away from nearby structure.
<u>DEWATERING</u>			
Granular soil	Sands and silts having no cohesion are susceptible to erosion from uncontrolled seepage.	Movements arising from progressive subsurface erosion may be large and occur at great distances. Piping by heave may cause large local movement.	Control seepage into excavation using walls and/or sheeting; filter erosive springs.
Compressible clay and silt	Consolidation may occur due to decrease in boundary pore pressure.	Settlements can extend to large distance when interbedded granular soils are dewatered.	Limit radial extent of drawdown by sheeting excavation or recharging.
<u>EXCAVATION</u>			
Granular soil		Movements are small, usually less than 0.2 % of excavation depth, provided the ground water flow is brought under control.	
Stiff clay		Movements are small.	
Soft and medium clay, compressible silt	Total stress decrease on sides and bottom of cut causes lateral displacement and settlement.	Maximum lateral displacements and settlements are commonly 1-2 % of the excavation depth. Movements may be even larger if bottom stability is lost. Important settlements can occur at distances 2 to 3 times the excavation depth.	Good construction procedures are essential. Some evidence indicates that stiff concrete walls, cast-in-place using the slurry trench method, are effective in limiting movements.

## EXCAVACIONES BAJO EL NIVEL FREÁTICO

Con frecuencia es necesario excavar a profundidades abajo del nivel freático para construir una cimentación; cuando ésto sucede el agua freática fluye hacia la zona excavada y es entonces indispensable conducirla por zanjas colectoras hasta cárcamos de bombeo, como muestra el esquema de la fig. 1. Esta forma de abatimiento del nivel freático puede ser tolerable en algunos casos, cuando el gasto que fluye hacia el interior de la excavación es relativamente pequeño, es decir 5 a 10 lt/seg, y no se produce el arrastre de partículas de suelo por el agua. Tales condiciones se presentan cuando se excava en suelos cohesivos como arcillas, límos arcillosos o arenas y gravas arcillosas, o bien en gravas o arenas límosas, con algún contenido de arcilla que produce cierta cohesión entre las partículas y ofrece cierta resistencia a la erosión. Sin embargo, en cualquiera de estos casos las filtraciones que se generan hacia la excavación producen fuerzas de filtración que tienden a provocar el deslizamiento de los taludes, lo que obliga a construirlos con pendientes muy tendidas.

Por el contrario, cuando se excava con este procedimiento en suelos no cohesivos, tales como los límos no plásticos, las arenas límosas y las arenas finas, se produce el deslizamiento y la erosión de los taludes y del fondo de la excavación, aun cuando la profundidad sea apenas de uno o dos metros bajo el nivel freático. Además, las filtraciones

ascendentes en el fondo de la excavación, al tratar de levantar las partículas de suelo, aflojan su estructura y lo convierten en un material suelto, con lo cual se reduce importantemente la capacidad de carga y se aumenta la compresibilidad del suelo que queda bajo el fondo de la excavación. Si el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones del fondo, es cercano a la unidad, las partículas del suelo no cohesivo entran en ebullición, es decir, se produce la condición de una arena movediza. Este fenómeno es mas evidente en el caso de la excavación para una pila de puente que se muestra en el esquema 2; las fuerzas de filtración ascendentes provocan el levantamiento del material del fondo en el interior de las tablaestacas, lo cual puede anular el empuje pasivo que actua en el empotramiento de las tablaestacas, dando por resultado la falla de éstas por "pateo". Si la excavación se hace en suelos de alta permeabilidad, como las gravas y las arenas gruesas, el gasto de filtración se vuelve tan grande que se convierte en un serio inconveniente para la seguridad y la buena ejecución de la obra. De aquí, la necesidad de controlar en todos estos casos las filtraciones, a fin de eliminar los efectos de inestabilidad, ebullición o arrastre de los suelos durante la excavación.

Los procedimientos de que se dispone actualmente para el control de las filtraciones actuan sobre éstas en dos formas diferentes :

En unos casos se conducen las filtraciones mediante instalaciones convenientes de bombeo, extrayéndolas del suelo antes de que lleguen al

sitio de la excavación; éstos son los llamados "métodos de drenaje" y permiten abatir el nivel freático, en forma local, en el sitio en que se excava, previamente a la ejecución de la excavación.

Otros procedimientos evitan la llegada del agua al sitio de la excavación interceptándola mediante pantallas impermeables que rodean al sitio de la construcción y, en ocasiones forman también un fondo impermeable, cuando no existen en forma natural estratos impermeables que impidan la filtración por el fondo; a éstos se les llama "métodos de impermeabilización".

#### DRENAJE. - (1)

A continuación se ennumérican los diversos tipos de instalación para el abatimiento del nivel freático antes de la excavación:

Sistemas que actúan por gravedad :

Pozos-punta

Pozos profundos

Sistema combinado de gravedad y vacío.

Sistema combinado de bombeo y electrósmosis.

Pozos-punta. - El esquema de la Fig. 3 muestra este sistema que consiste en una serie de tubos verticales de unos 6 m de longitud y diámetro de  $1\frac{1}{2}$ " a 2", en cuyo extremo se acopla un tubo especial formado por una fina malla metálica o de plástico, en cuyo interior se aloja un tubo perforado; esta última parte tiene unos 0.60 m de longitud y en su extremo inferior está provista de una válvula de plé. Estos tubos se instalan en

el terreno hincándolos con el auxilio de un chisón de agua que circula por el propio tubo y sale por el extremo inferior alrededor de la válvula de plé, como muestra el esquema 4; dichos "tubos-punta", se colocan en líneas alrededor de la excavación, con separaciones entre una y otra "punta", que varían de 0.5 y 2 m; excepcionalmente esa separación llega a ser de 3 m. El extremo superior de cada uno de los tubos se conecta a una tubería con diámetro de 8" a 10", la cual a su vez conecta al extremo de succión de una bomba centrífuga de impulsor abierto, provista de una trampa de aire; una bomba de vacío conectada también en la tubería de succión, complementa el sistema. Al crear el vacío en la tubería de succión, la válvula de plé de las puntas, cierra el extremo inferior de éstas y el agua del suelo pasa solamente a través del cedazo, con lo cual se evita el arrastre de partículas de arena y llimo.

Cada una de estas puntas es capaz de succionar un gasto de 0.5 a 1.0 lt/seg dependiendo de su diámetro; así pues, la separación de las puntas dependerá del gasto que haya que bombear por metro lineal de perímetro del sistema, el cual está relacionado con la permeabilidad del suelo, de manera que si se conoce ésta, se puede estimar el gasto por unidad de longitud, así como el diámetro de las puntas y su separación. Para fines de orientación a este respecto, puede decirse que, en arenas de tamaño medio a fino, cuya permeabilidad es del orden de  $10^{-2}$  cm/seg, pueden requerirse puntas de 2" con una separación de 0.50 m, mientras que, en arenas finas llimosas con permeabilidad del orden de  $10^{-3}$  cm/seg, bastarán puntas de  $1 \frac{1}{2}$ " con separación de unos 2 m.

El sistema de pozos-punta solo permite abatir el nivel freático hasta unos 6 m de profundidad, por lo que, si se requiere mayor profundidad de abatimiento, es necesario instalar varios circuitos de puntas escalonadas como indica el croquis de la fig. 5.

Pozos profundos. - Como una alternativa a la instalación de puntas escalonadas, se recurre al uso de pozos profundos que se instalan en un solo circuito perimetral a la excavación, según se ve en el croquis 6. Las bombas de pozo profundo se fabrican en una amplia gama de capacidades que va desde unos 5 a 10 lt/seg, hasta gastos mayores de 100 lt/seg, lo cual permitiría diseñar una instalación que lograra controlar cualquier gastos de filtración y a cualquier profundidad que pudiera requerirse en la práctica, aun tratándose de excavaciones de gran profundidad en depósitos de grava y arena gruesa y limpia, cuya permeabilidad sea mayor de  $10^{-1}$  cm/seg; bastaría para ello conocer la permeabilidad media y la estratigrafía del depósito para determinar, mediante el trazo de una red de flujo, el gasto por metro lineal que se obtendrá a lo largo de la línea de bombeo. Puesto que es indispensable que los conos de abatimiento de cada uno de los pozos a lo largo de la línea de bombeo se traslapen completamente, es necesario que la separación entre pozos no sea mayor que la mitad de la profundidad de abatimiento requerida y que el espejo del agua abatida en cada pozo de bombeo se encuentre de 2 a 3 m abajo de la profundidad de abatimiento deseada en la excavación. Sobre estas bases se puede

elegir la capacidad y número de las bombas que se requiera. Sin embargo, cuando se trata de permeabilidades de  $10^{-1}$  o mayores, los gastos que se bombean llegan a ser tan grandes que requieren de fuertes inversiones en equipo y costo de operación; en tales circunstancias puede justificarse mejor, desde un punto de vista económico, evitar las filtraciones mediante métodos de impermeabilización que se discutirán más adelante.

Bombeo y vacío combinados. - Cuando se tienen depósitos de limos o limos arenosos cuya permeabilidad varía entre  $10^{-3}$  y  $10^{-5}$  cm/seg, los sistemas de bombeo de gravedad por sí solos pueden requerir de un tiempo prolongado de bombeo o bien ser totalmente inefficientes para los limos menos permeables; en tales condiciones se recurre al auxilio de un sistema de vacío que, combinado con el equipo de bombeo produce un vacío que actúa en las paredes del pozo, a través del filtro, según se muestra en el esquema 7; este sistema aumenta el gradiente de las filtraciones hacia el pozo y desarrolla un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que, a su vez, se traduce en un aumento de la presión intergranular y, por lo tanto, de la resistencia al corte del suelo. De esta manera, no solamente se logra la eliminación de las fuerzas de filtración, sino que además, el estado de tensión creado en el agua mejora notablemente las condiciones de estabilidad de los taludes de una excavación, lo que permite aumentar el ángulo del talud y reducir el volumen de tierra excavada.

En el caso de suelos estratificados que contienen capas alternadas de muy diferente permeabilidad, arenas, llimos y arcillas, se requiere del empleo de pozos con filtro en toda la profundidad, independiente mente del sistema de bombeo que se utilice, tal como lo muestra el esquema 8.

Bombeo combinado y electrósmosis. (2) Cuando se trata de suelos de - baja permeabilidad como las arenas, llimos arcillosos y las arcillas de mediana o alta plasticidad, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de  $10^{-6}$  cm/seg o menor, la aplicación del sistema de vacío es insuficiente para lograr el abatimiento rápido del nivel freático; en estos casos el bombeo puede auxiliarse con la aplicación de un gra - diente de potencial eléctrico que acelera el flujo del agua a través de los poros del suelo y desarrolla, de manera semejante al sistema de vacío, un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que incre - mienta temporalmente la resistencia al corte, efecto que unido a la eli - minación de las fuerzas de filtración, estabiliza los taludes.

Ya se ha dicho que en este tipo de suelos, dada su baja permeabilidad, se producen gastos de filtración muy pequeños que son fáciles de mane - jar desde el interior de la excavación; además, por ser suelos cohesi - vos no son fácilmente erosionables y puede excavarse en ellos hasta - profundidades razonables sin necesidad de abatimiento previo del nivel freático. Sin embargo, cuando la profundidad de la excavación va más - allá de los límites de la estabilidad de los taludes, el empleo de la - -

electrósmosis y el bombeo combinados es conveniente para mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes y alcanzar con toda seguridad la profundidad de excavación final.

En el caso de excavaciones en arcillas blandas y expansivas, como las del Valle de México, se producen expansiones del fondo de la excavación, como consecuencia de la descarga que sufren los suelos que quedan bajo el nivel del fondo, al retirar la tierra que se encuentra arriba de ese nivel. En excavaciones realizadas en estos suelos, a profundidades de 6 a 8 m, se han registrado expansiones mayores de 60 cm, las cuales se recuperan en forma de asentamientos al volver a cargar las arcillas con el peso de la estructura. En esta forma, una cimentación totalmente compensada que, teóricamente no debería sufrir asentamientos se hunde una cantidad igual a la expansión provocada durante el proceso de excavación. En estos casos el abatimiento local del nivel freático, previo a la excavación, produce una sobrecarga local de igual magnitud que la descarga que provocará posteriormente la excavación. Es bien conocido que el abatimiento local del nivel freático produce hundimientos por consolidación de la arcilla, cuya magnitud es función del tiempo que actúa la sobrecarga producida por el abatimiento. Si el abatimiento se logra en un tiempo corto, alrededor de una semana, los hundimientos locales no exceden de unos 10 cm. Este abatimiento rápido se consigue con el auxilio de la electrósmosis. Al ejecutar la excavación después de haber abatido el nivel freático, puede atacarse grandes áreas produ-

ciéndose expansiones de magnitud muy semejante a los asentamientos provocados previamente durante la etapa de abatimiento del nivel freático. Los esquemas 8 y 9, ilustran la instalación de este sistema en el que se emplean pozos de bombeo cuyo ademe metálico está diseñado para servir también como electrodo negativo hacia el cual fluye el agua del suelo impulsada por el potencial eléctrico creado en el terreno mediante la instalación de varillas de acero colocadas entre los pozos, las cuales sirven de electrodos positivos. Los pozos-cátodo y las varillas-ánodo, se conectan a los bornes correspondientes de un generador de corriente continua, creándose así el gradiente de potencial eléctrico, cuyo valor se mantiene entre 0.1 y 0.3 volts/cm de separación entre electrodos. El agua es extraída del interior del ademe mediante una pequeña bomba de pozo profundo del tipo eyector (trompa de vacío) operada por un chiflón de agua producido por una bomba centrífuga de alta presión; el agua inyectada en el eyector, junto con la extraída del suelo, fluyen por una tubería de retorno que regresa hasta el cárismo de la bomba centrífuga que se encuentra en la superficie, desde donde es recirculada y reinyectada para la operación continua de las bombitas de pozo profundo.

En arcillas de alta compresibilidad la distribución de los electrodos en el área de la excavación y el gradiente de potencial aplicado se diseñan de manera tal que se reduzcan al mínimo los asentamientos de la corona de los taludes y de la zona vecina a la excavación, con el fin

de evitar daños a estructuras vecinas y prevenir el agrietamiento de los taludes que empeora su estabilidad.

La Fig. 10 muestra los rangos de granometría de suelos dentro de los cuales son aplicables los distintos métodos de abatimiento antes mencionados. En ello puede observarse que para aquellos depósitos de grava y arena cuyas partículas son de tamaños mayores que los correspondientes a las arenas gruesas, los métodos de drenaje por gravedad no son recomendables, pues aunque es posible lograr buenos resultados, los grandes gastos de bombeo y el alto costo de las instalaciones de los pozos hacen el procedimiento antieconómico. En estos casos es preferible recurrir a los métodos de impermeabilización.

### IMPERMEABILIZACION

Para construir barreras o pantallas impermeables capaces de interceptar las filtraciones hacia el interior de la excavación, se dispone de los siguientes procedimientos :

Pilotes secantes de concreto

Tableros de concreto

Trincheras flexibles

Pantallas de inyección.

#### Pilotes Secantes de Concreto.

Las pantallas de pilotes secantes se forman mediante pilotes de concreto colados insitu, dentro de una perforación estabilizada con lodo bentoní-

tico; el concreto se coloca dentro de la perforación con el auxilio de una trompa de colado o tubo Tremie que deposita el concreto de alto revenimiento, mayor de 15 cm en el fondo de la perforación, de manera que el concreto vaya desplazando a la bentonita hasta sustituirla completamente. El trabajo se hace en dos etapas, Fig. 11 : En la primera se cuelan pilotes alternados a lo largo de la hilera que formará posteriormente la pantalla, y en la siguiente se cuelan los pilotes intermedios. Los pilotes tienen un diámetro de 50 a 60 cm y la longitud suficiente para que su extremo inferior empotre en un estrato impermeable. Si no existe un estrato de estas características dentro de una profundidad razonable, se puede formar artificialmente mediante la inyección de lechadas de bentonita y cemento, o de productos químicos, a fin de impedir la entrada de las filtraciones por el fondo de la excavación.

### Tableros de Concreto . ( 3 )

La ejecución de perforaciones en depósitos fluviales con alto contenido de cantes rodados, presenta serias dificultades por la necesidad de triturar dichos cantes rodados para que sean extraídos por el lodo bentonítico en circulación en el pozo; esta operación hace muy lento el proceso constructivo de la pantalla de pilotes. En estos materiales resulta ventajoso hacer la excavación en tableros de planta rectangular de 3 a 6 m de longitud y 50 a 80 cm de ancho, Fig. 12, utilizando para ello un cucharón de almeja especialmente diseñado para este objeto. A medida que la excavación se va profundizando, se mantiene llena de lodo bentonítico.

nístico que ejerce una presión contra las paredes y las estabiliza, evitando el derrumbe de los materiales del depósito hacia el interior de la excavación. Una vez alcanzada la profundidad deseada, la zanja se rellena con concreto de alto revenimiento (mayor de 20 cm.) de positándolo con trompa de colado hasta desplazar toda la bentonita y formar un tablero de concreto. De manera semejante al caso de la pantalla de pilotes, los tableros se cuelan alternadamente en dos etapas. La máxima profundidad alcanzada hasta ahora con este procedimiento es de unos 90 m, en la pantalla impermeable de la Presa de La Villita. En la construcción de cimentaciones, estos muros de concreto se construyen frecuentemente con reforzos de acero, de tal manera que, además de funcionar como pantallas impermeables sirven como estructuras de contención durante la excavación y se integran después a la propia estructura de la cimentación.

Trincheras Flexibles. - Cuando el objeto de la pantalla es exclusivamente de detener las filtraciones, las zanjas estabilizadas con lodo bentonítico pueden rellenarse con una mezcla de grava y arena bien graduadas a las que se agrega un 20 a 25% en peso, de arcilla de mediana o alta plasticidad, a esta mezcla se adiciona agua hasta darle un revenimiento mayor de 20 cm y se coloca en la zanja de igual manera que el concreto del caso anterior. Obviamente esta solución representa alguna economía en relación con los tableros de concreto del caso anterior. La excavación de la zanja puede hacerse con el mismo cucharón de almeja que se emplea en el caso anterior o bien puede utilizarse una draga con bote

de arrastre, una retroexcavadora o una zanjadora, dependiendo de la profundidad de la pantalla y del equipo disponible. Como ilustra la Fig. 13, el relleno de la zanja puede también hacerse desde el extremo opuesto a aquél en que avanza la excavación, utilizando para ello un Bulldozer que va empujando la mezcla haciéndola deslizarse dentro de la excavación, con lo cual se va desalojando el lodo bentonítico que estabiliza las paredes de la zanja. Se han construido pantallas flexibles de este tipo, hasta profundidades de 30 m para interceptar depósitos fluviales de arena, grava y cantes rodados, utilizando draga de arrastre y Bulldozer.

Pantallas de Inyección. - Fig. 14 (4). - Se han utilizado con éxito pantallas impermeables formadas mediante la inyección de lechadas de bentonita, de bentonita con cemento, o bien de productos químicos como el silicato de sodio con alcohol isopropílico, o con cloruro de calcio, resinas de ligno, sulfonato de cromo u otra resina comercial cuyo nombre es AM-9. Las lechadas a base de bentonita penetran en depósitos que tienen poros grandes como las arenas gruesas y las gravas cuya permeabilidad es mayor de  $10^{-1}$  cm/seg. En las arenas medianas de menor permeabilidad las partículas de bentonita y cemento no son capaces de penetrar a través de los poros y se hace necesario entonces recurrir al empleo de productos químicos.

Las lechadas o los productos químicos se inyectan en el terreno a través de una o varias hileras paralelas de perforaciones separadas entre sí a distancias de 1.50 a 2.00 m, de manera que la zona de influencia de ca-

dá uno de los pozos de inyección se traslape con la de los pozos vecinos y forme así una pantalla impermeable. Como es frecuente encontrar depósitos formados por capas o lentes de distinta permeabilidad, es común que las pantallas de inyección se formen utilizando lechadas de bentonita para los estratos o lentes de mayor permeabilidad y productos químicos para los menos permeables. Cuando no existe una capa impermeable en la cual se apoye el extremo de la pantalla se recurre a formar dicha capa artificialmente mediante la inyección, a la profundidad requerida, a través de una rejilla de agujeros distribuidos dentro del área por excavar. La profundidad de esta capa impermeable horizontal debe ser tal que la fuerza de subpresión sea equilibrada por el peso del material que quede entre el fondo de la excavación y la capa impermeable, para evitar que ésta sea levantada por la subpresión.

La elección de cualquiera de éstos métodos para interceptar las filtraciones es una cuestión económica y de disponibilidad de equipo.

REFERENCIAS.

- 1) Leonards - "Foundation Engineering".  
Capítulo sobre el abatimiento del Nivel Freático ( Dewatering ).  
( J. Wiley ).
- 2) La Electrósmosis y Fenómenos Conexos - Leo Casagrande .-  
Revista de Ingeniería .- Abril 1962.
- 3) G. Schneebeli - "Le Parois Moulees dan Le Sol", ( Eyrolles ).
- 4) H. Cambebert .- "Injections des Sols.- ( Eyrolles ).

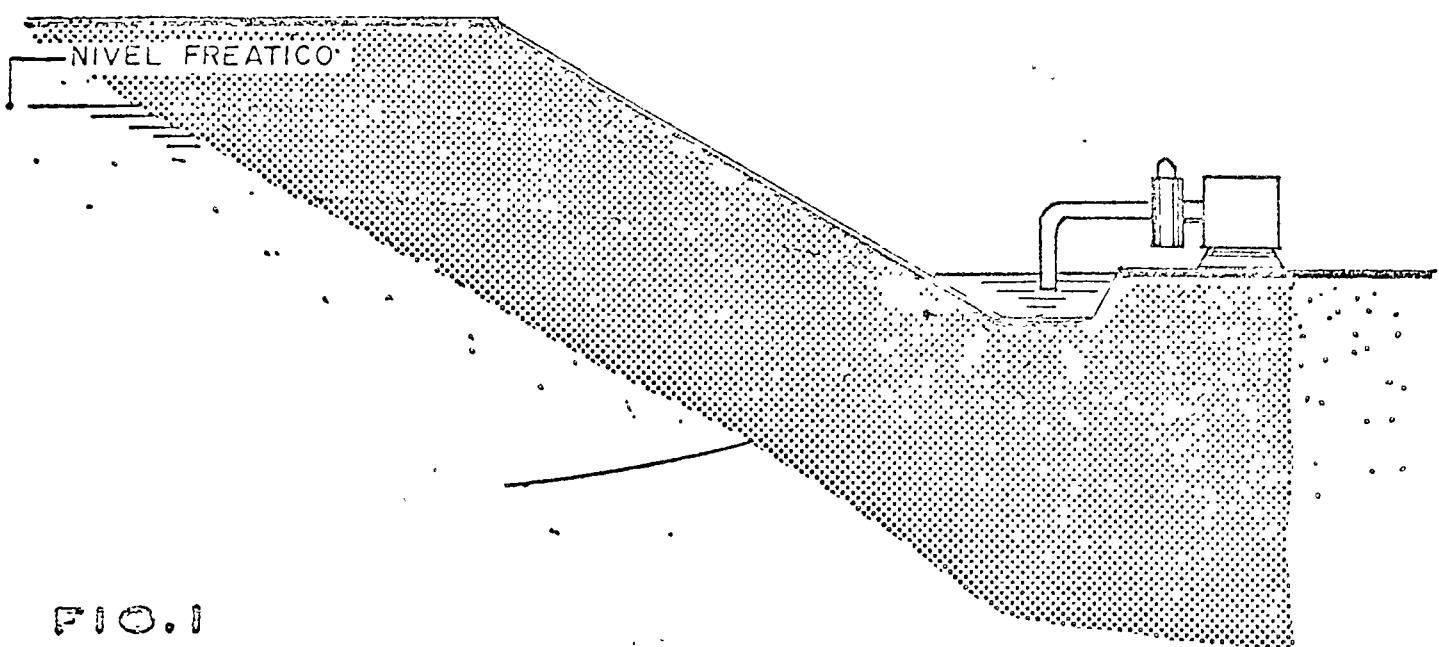


FIG. 1

FILTRACIONES HACIA EL INTERIOR DE UNA EXCAVACION EN TALUD.

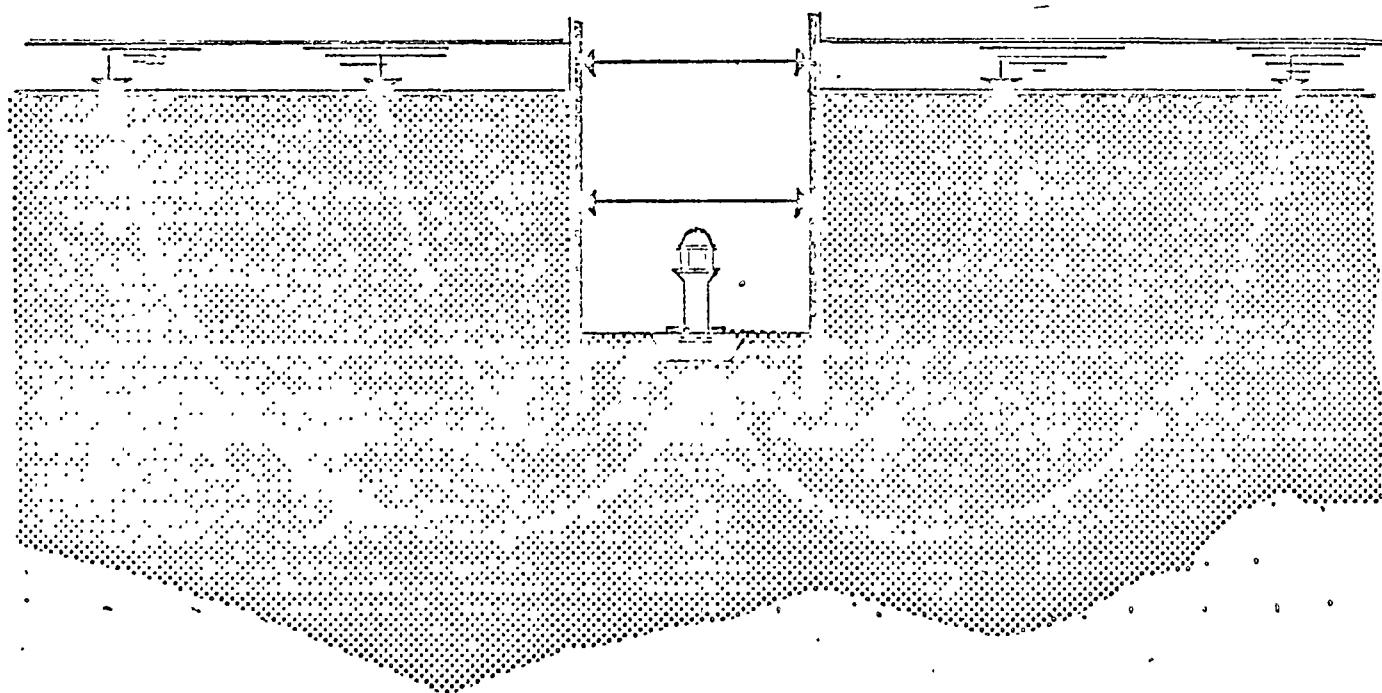
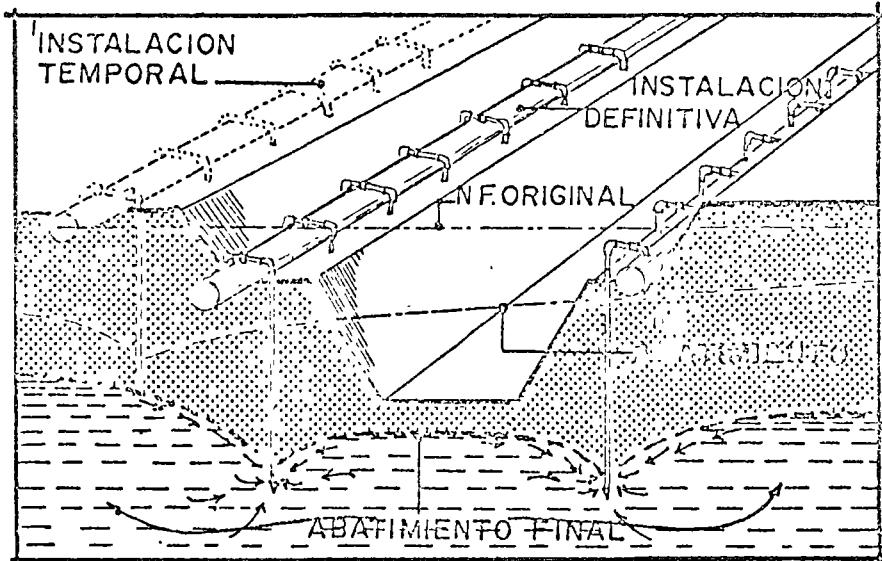


FIG. 2

FILTRACIONES EN UNA EXCAVACION EN TRINCHERA ADEMADA.



PRIMERA ETAPA  
DE ABATIMIENTO  
Y EXCAVACION.

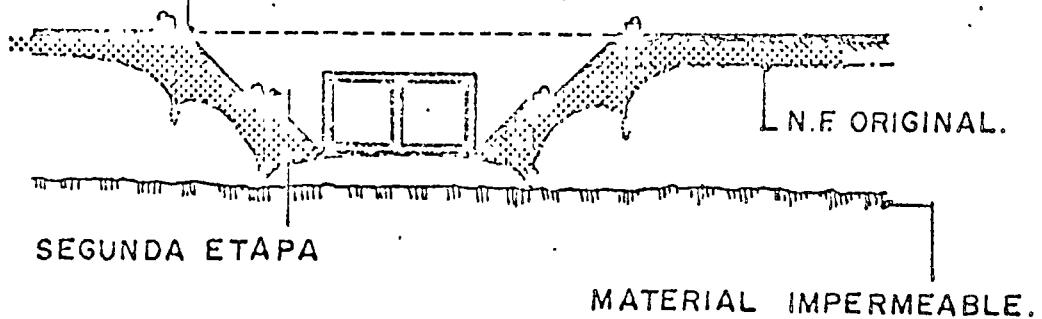


FIG. 3

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.  
MEDIANTE POZOS - PUNTA

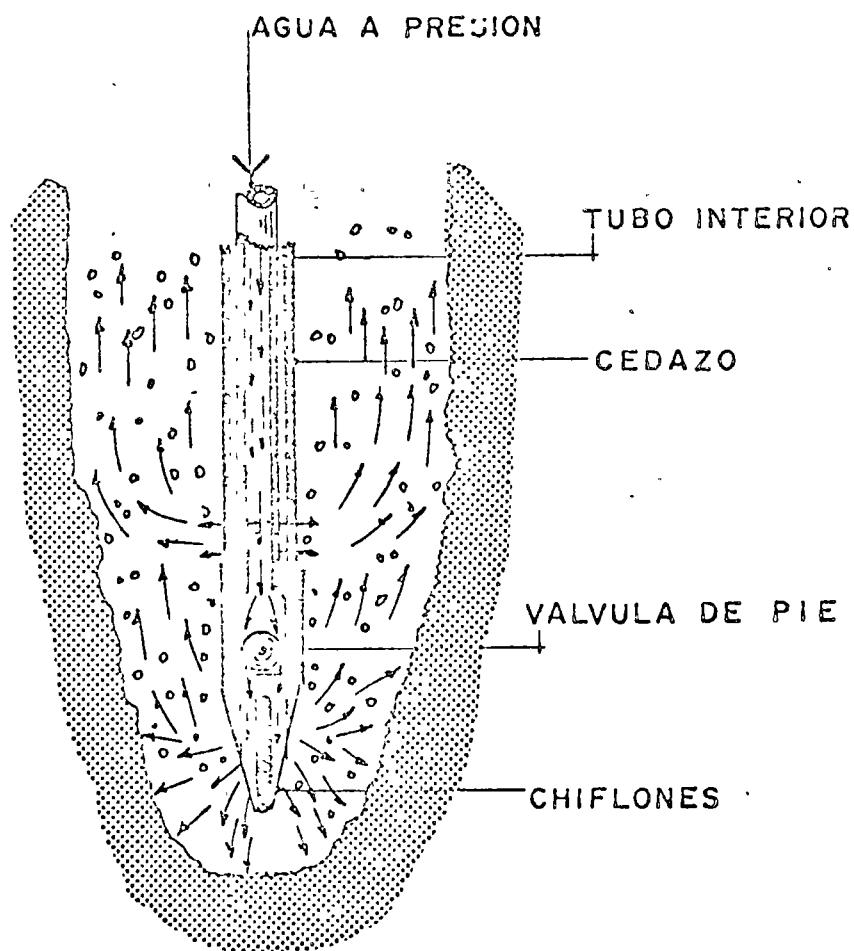


FIG. 4

HINCADO DE LA PUNTA POR MEDIO DE  
CHIFLON DE AGUA.

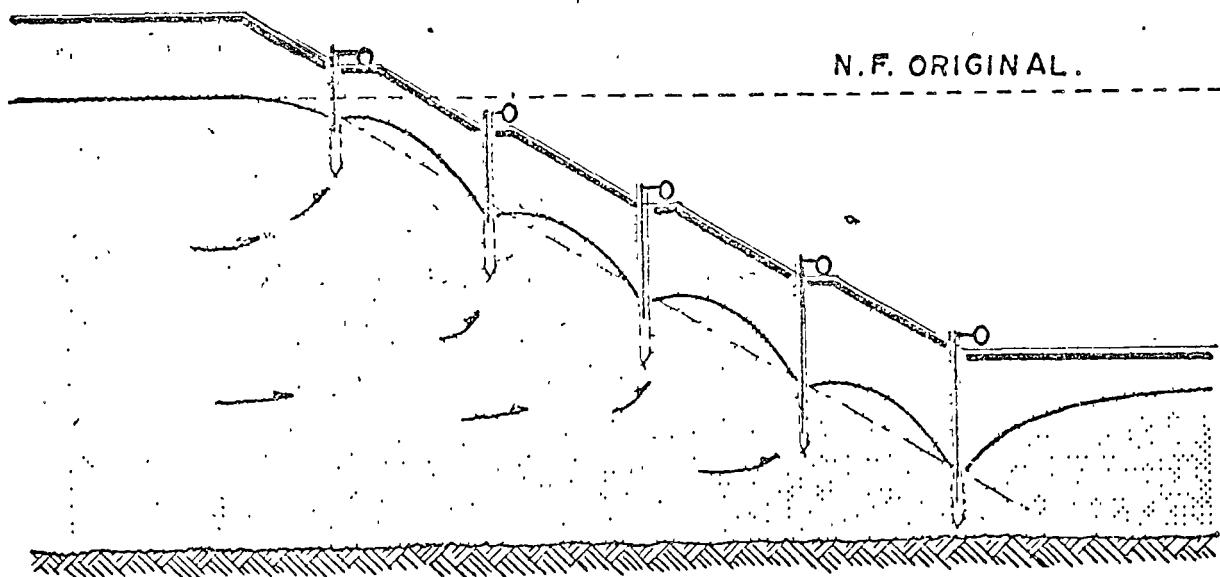


FIG. 5  
ABATIMIENTO MEDIANTE VARIAS  
ETAPAS ESCALONADAS

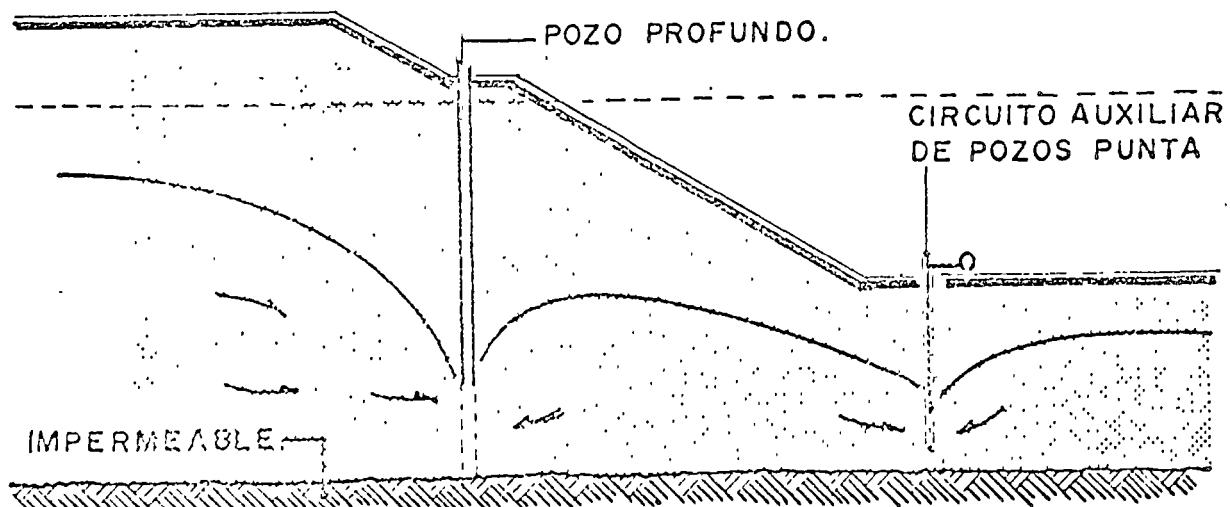


FIG. 6  
ABATIMIENTO DE N.F. MEDIANTE  
POZOS PROFUNDOS

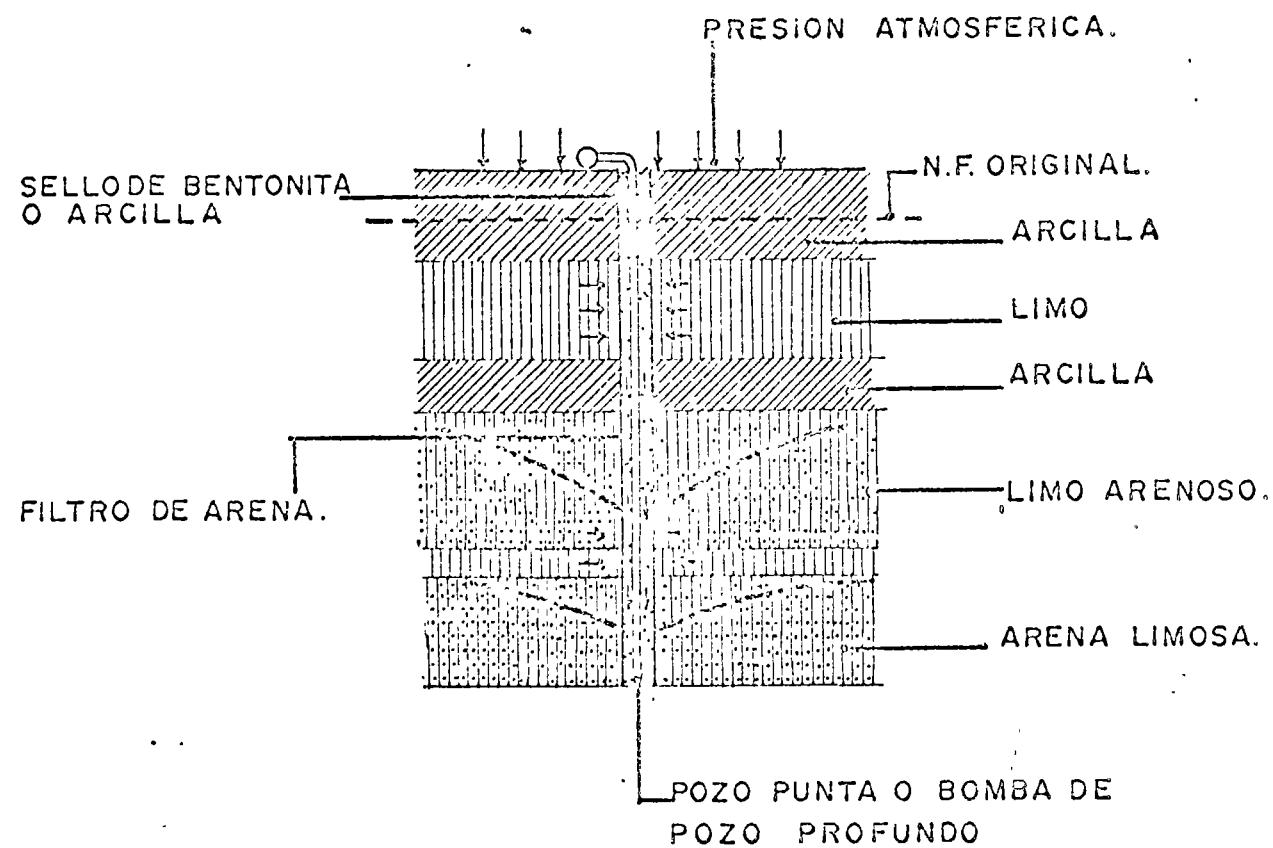
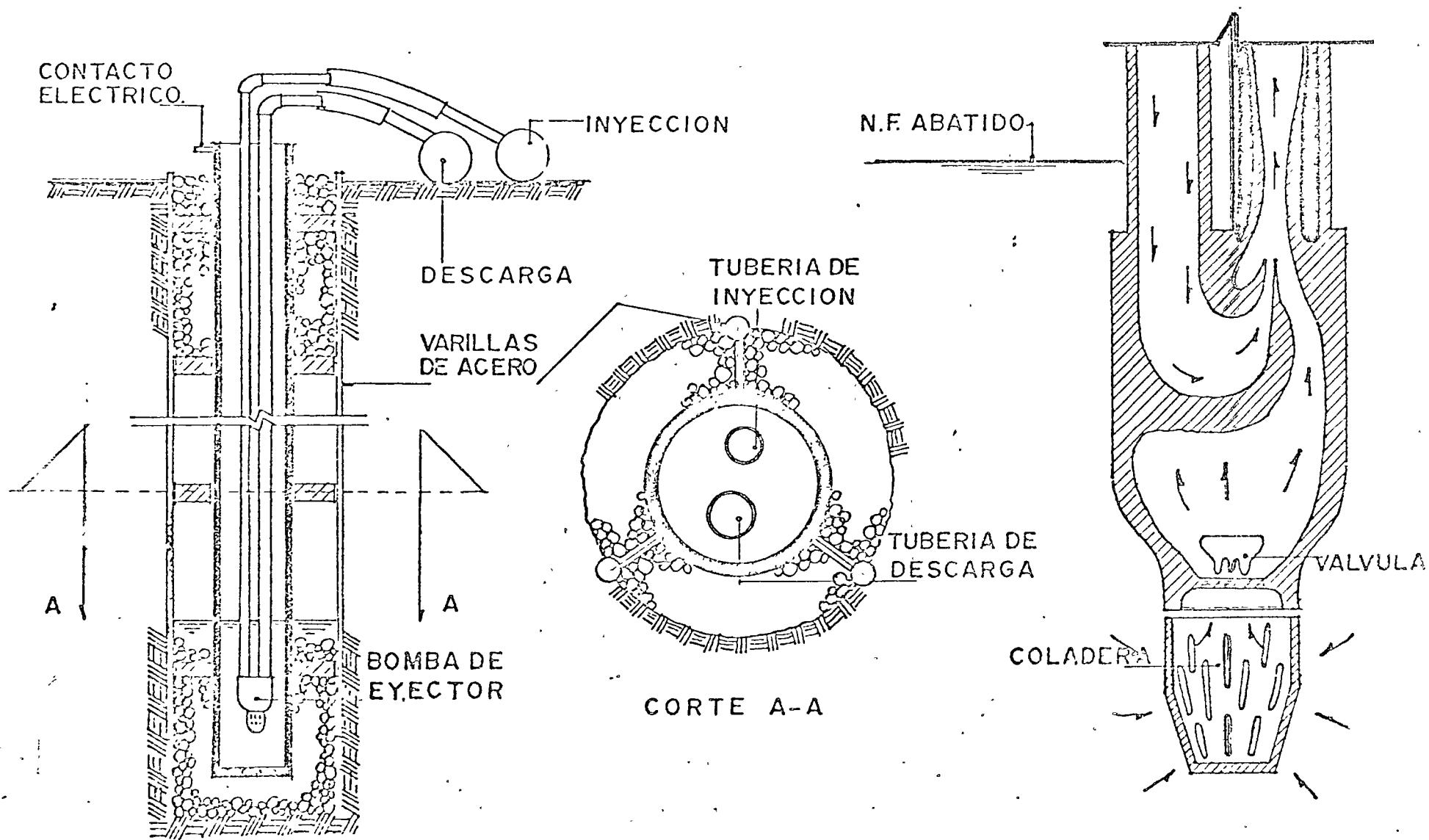


FIG. 7

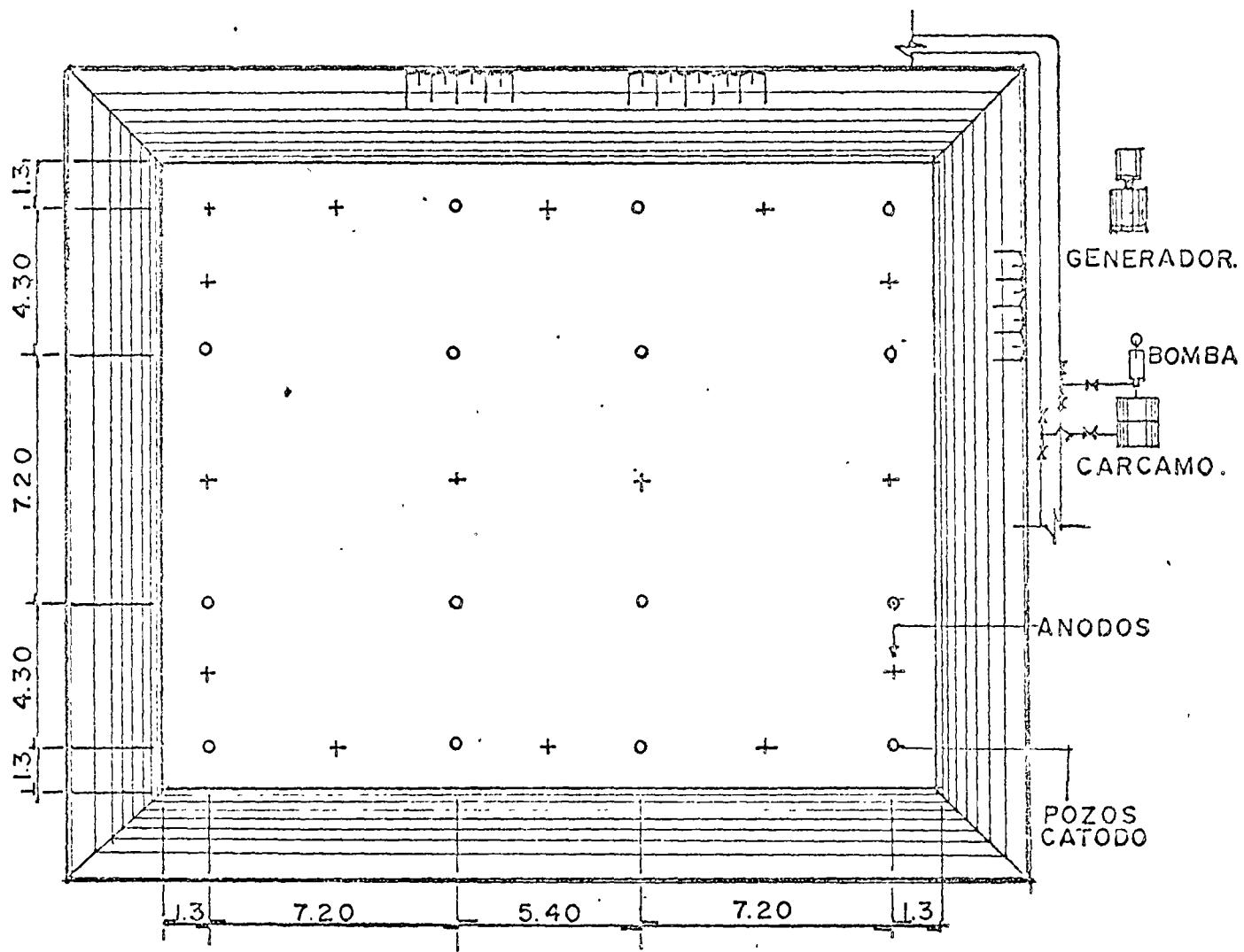
BOMBEO Y VACIO COMBINADOS.

FIG. 8



INSTALACION DE UN POZO CATODO

DETALLE DE LA BOMBA DE EYECTOR.



PLANTA

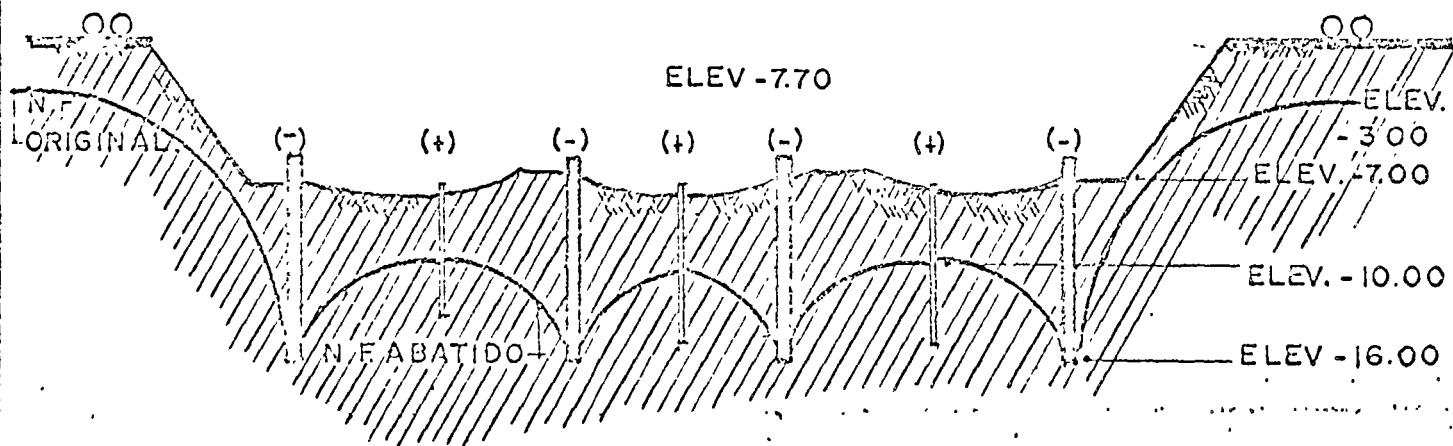


FIG. O

PERFIL

INSTALACION PARA ABATIMIENTO  
ELECTROSMOTICO EN ARCILLAS

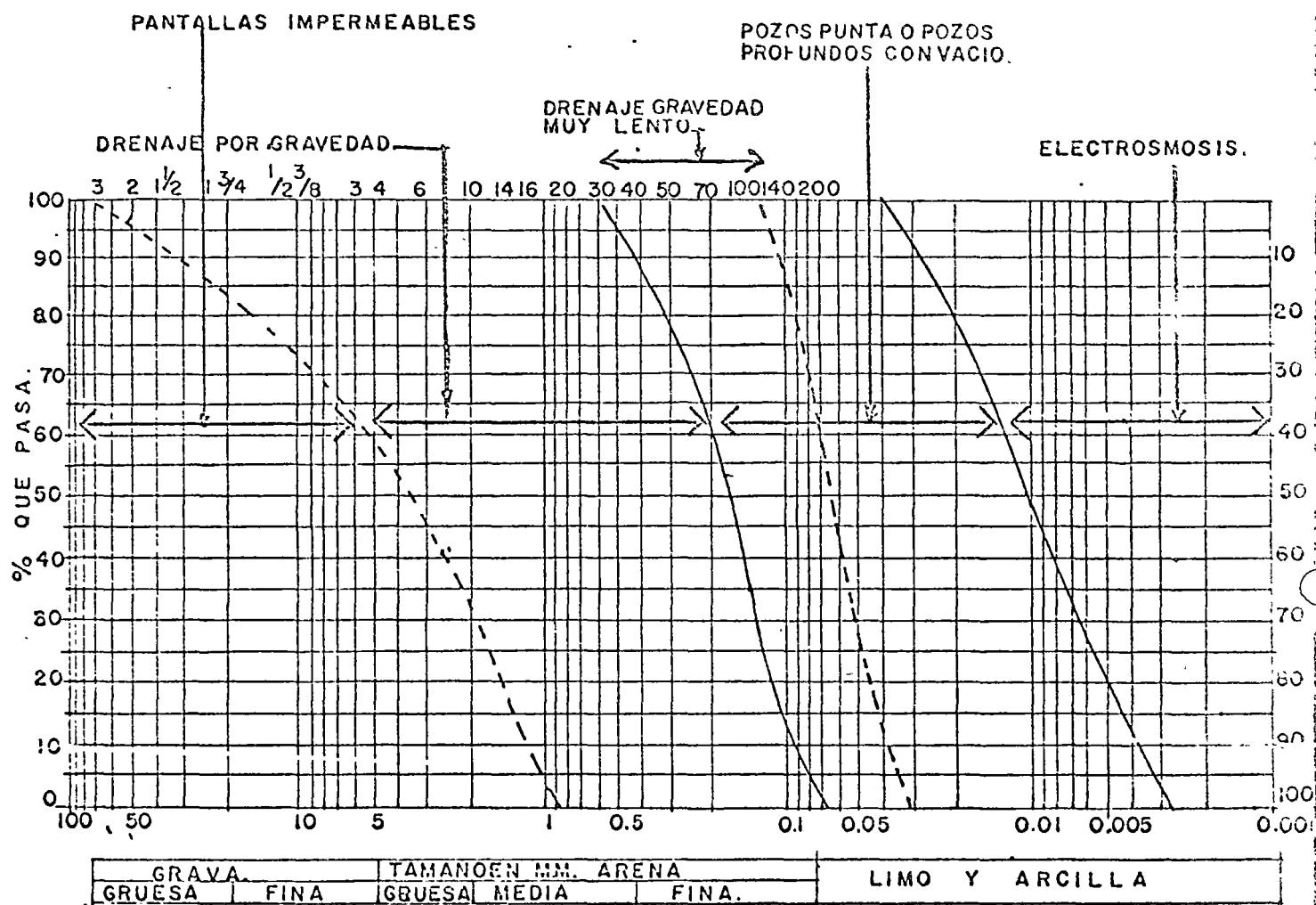


FIG. 10

RANGOS DE APLICACION DE DIFERENTES  
SISTEMAS DE DRENAGE PARA ABATIR.  
EL NIVEL FREATICO.

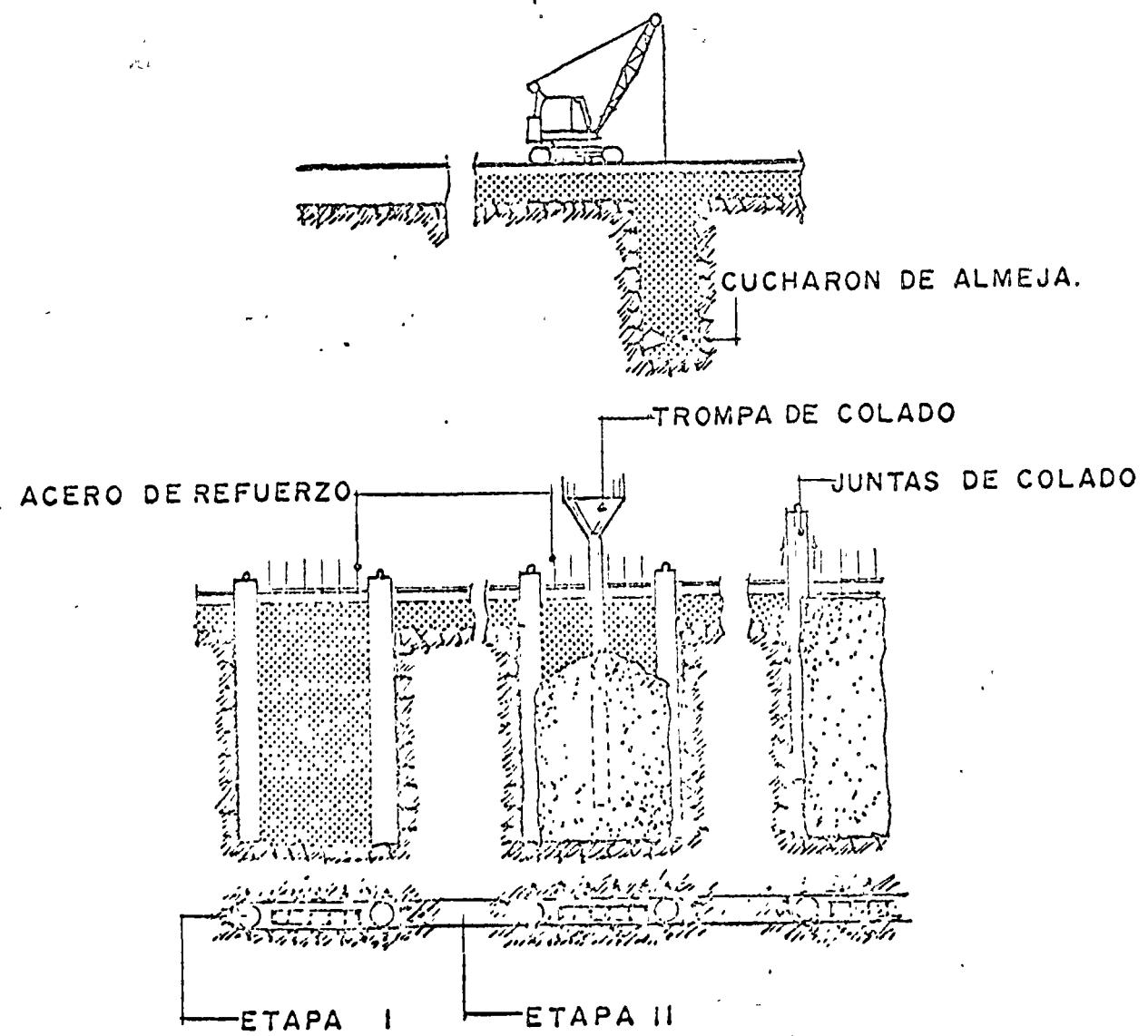


FIG. 12

TABLEROS DE CONCRETO.

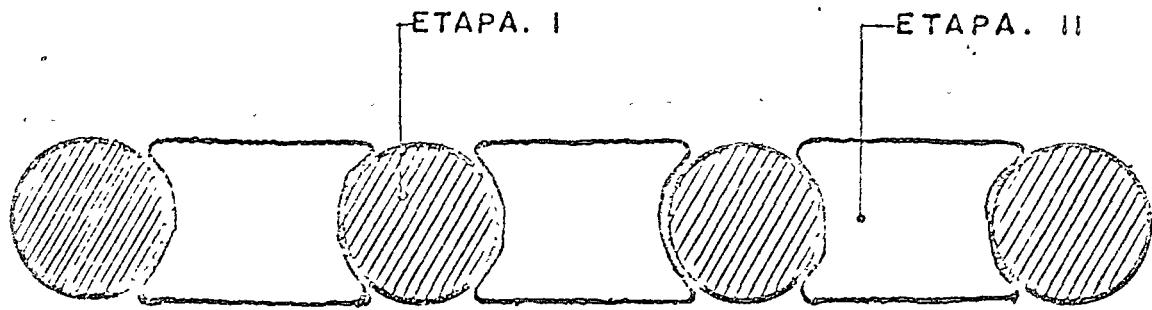


FIG. 11

## PILOTES SECANTES

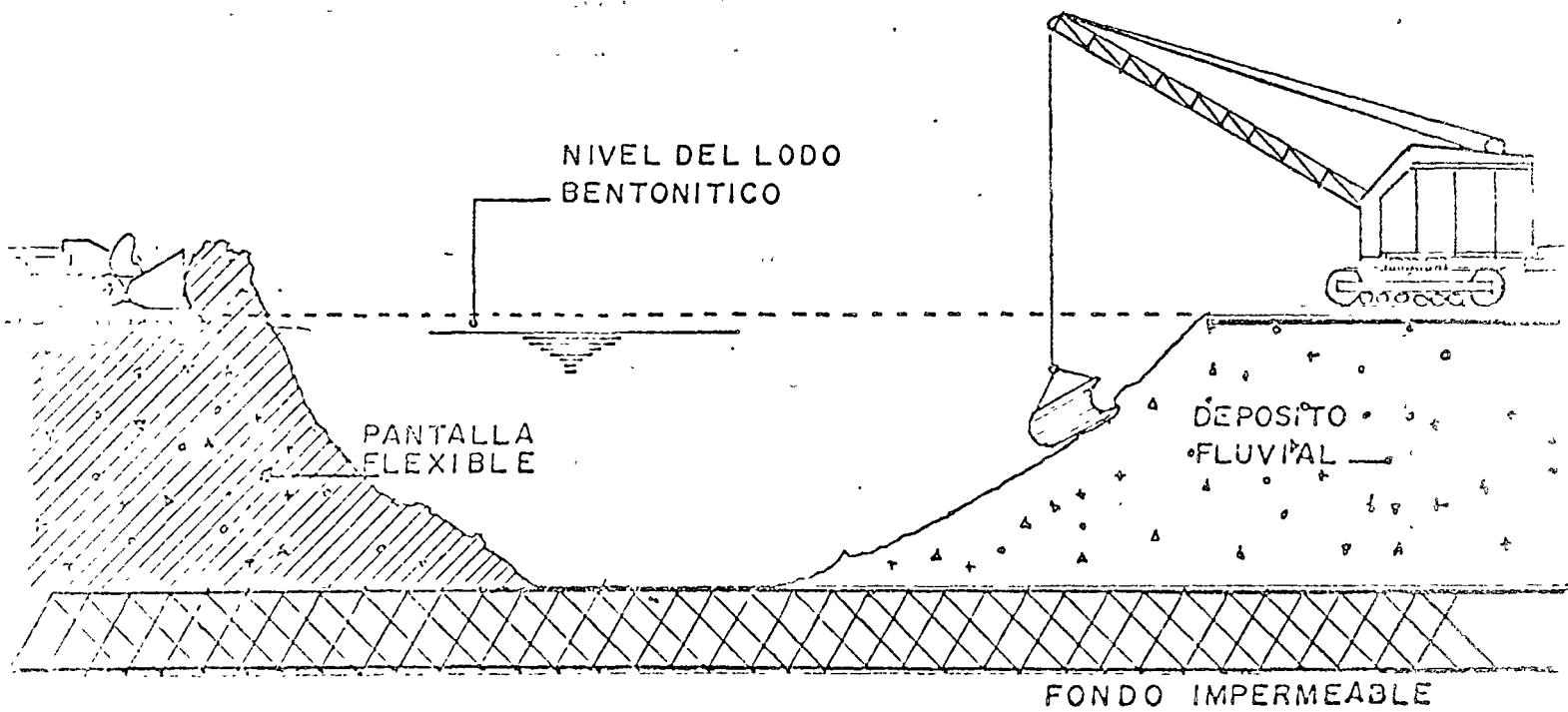


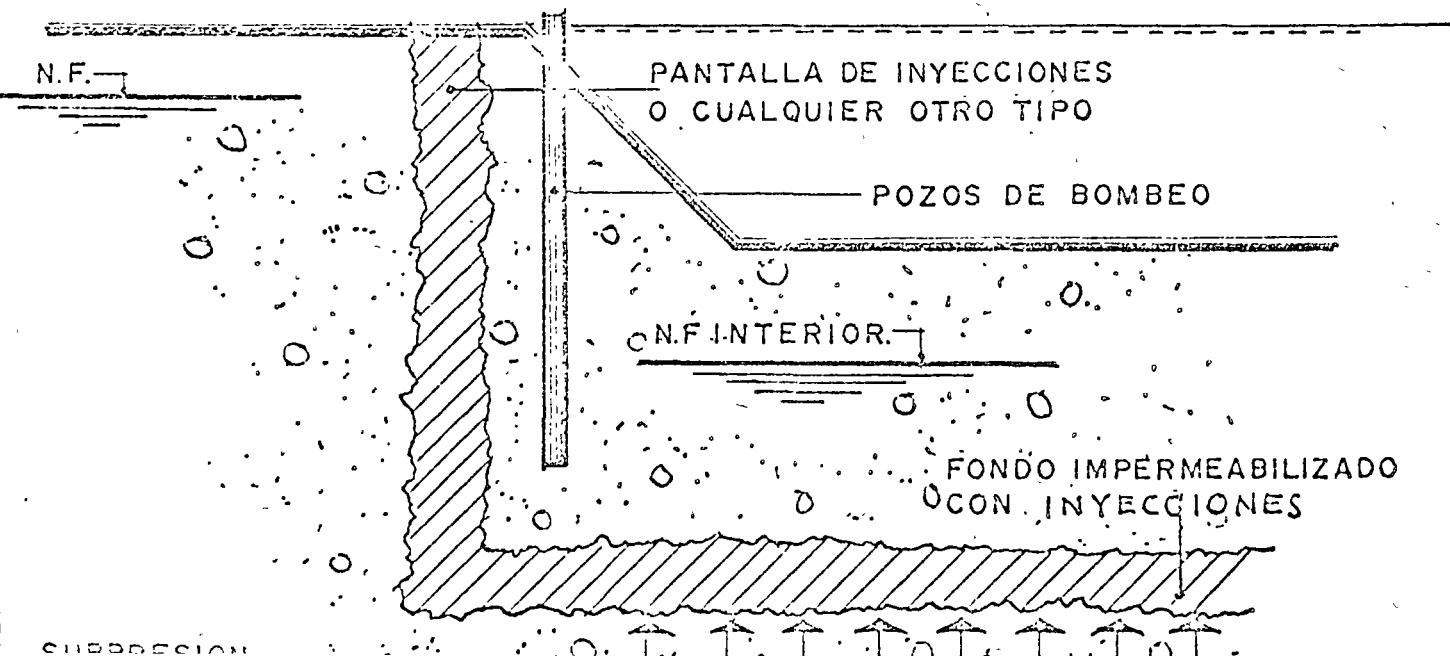
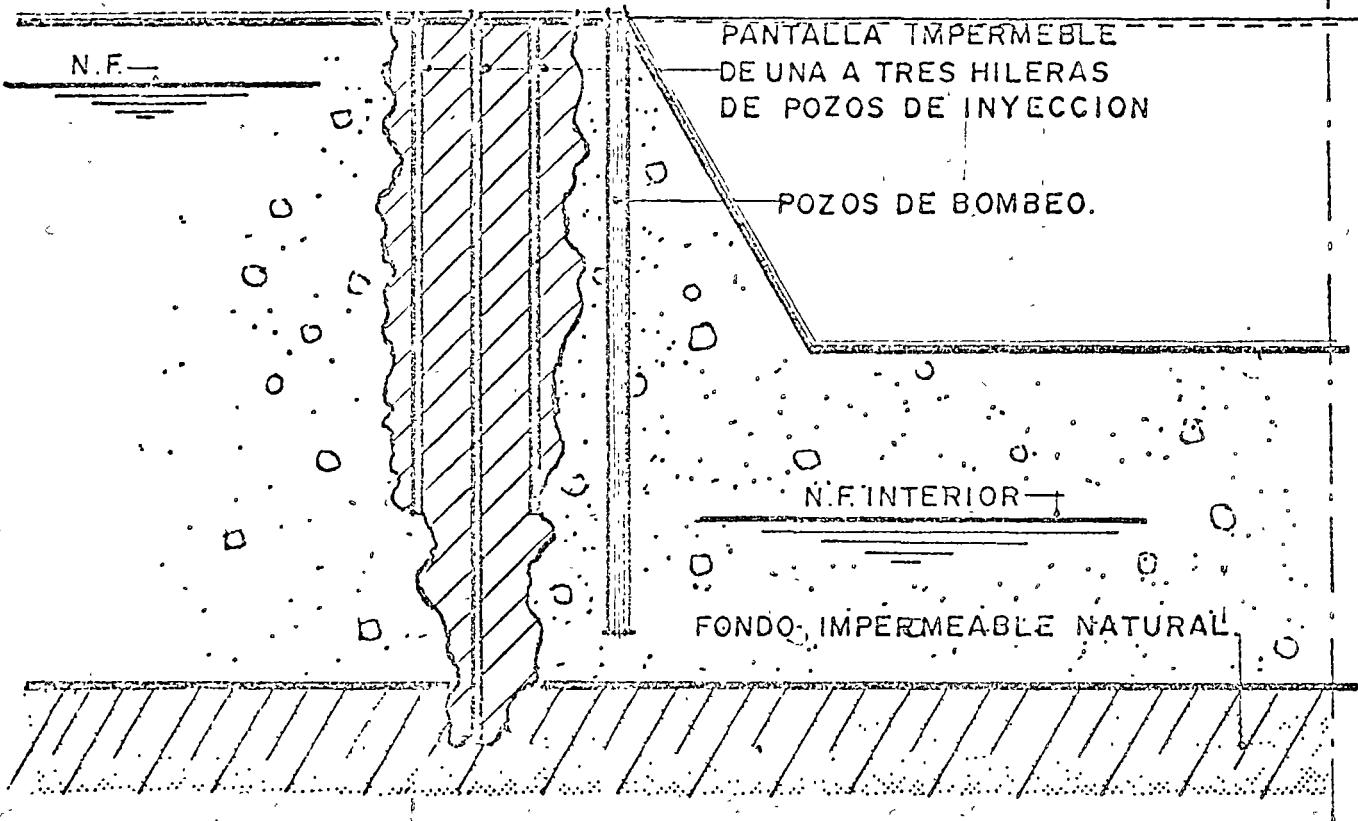
FIG. 12

## PANTALLA FLEXIBLE

FIG. 14

26

## PANTALLA DE INYECCION.





REPARACION DE ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO

Guillermo Guerrero Villalobos  
Fernando Areán Carrillo

# REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Guillermo Guerrero V. \*  
Fernando Areán C. \*\*

## ANTECEDENTES

En las pláticas anteriores se han planteado los tipos de falla que pueden presentarse en una estructura y la identificación de sus causas. Asimismo se han fijado criterios para evaluar la gravedad y consecuencia de las fallas.

En lo que sigue, se tratará únicamente la reparación de edificios de concreto; sin embargo, es evidente que deberemos referirnos nuevamente al comportamiento general de la estructura para poder hablar de soluciones específicas.

## PLANTEAMIENTO

Partimos de la base de que tenemos una estructura en condiciones de estado límite de falla. Los estados límite de servicio se tratarán al final de estas pláticas, por ser de menor importancia relativa.

Para estructuras de concreto, los estados límite de falla obedecen primordialmente a la acción sísmica. Es menos frecuente, para las estructuras mencionadas, llegar a dicho estado límite con motivo de la acción de cargas de gravedad o de viento. Por ende, en nuestro medio, suelen ser más significativas las solicitudes sísmicas.

## REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DAÑADAS POR SISMO.

El primer problema que se presenta al ingeniero es determinar si la estructura dañada debe repararse o demolerse total o parcialmente. Ello requiere de una experiencia considerable ya que generalmente debe tomarse una decisión en un plazo muy breve.

\* Coordinador de Proyectos. DIRAC.

\*\* Director de Control de Calidad. DIRAC.

Si la estructura está dañada tan severamente que representa un peligro inminente para edificios colindantes o para la vía pública, se requiere demolerla; ésto puede hacerse extensivo para una parte de la estructura o de sus elementos no estructurales.

El caso que nos concierne se refiere a una estructura con posibilidad de ser reparada. A continuación se presentan los pasos a seguir, en la inteligencia que es posible que finalmente se llegue a la decisión de demoler, una vez que se sopesen las consecuencias económicas de las diferentes alternativas.

1. Protección provisional.
2. Levantamiento de daños existentes.
3. Conocimiento de la estructura.
4. Cálculo de la capacidad de la estructura.
5. Alternativas de reparación.
6. Evaluación de las soluciones desde el punto de vista económico y funcional.

#### 1. PROTECCION PROVISIONAL.

Dado que la estructura no ha sufrido colapso, sabemos que contamos con un factor de seguridad mayor que la unidad ante la acción de cargas de gravedad. Sin embargo desconocemos el margen con que se cuenta. Por otra parte, hay que considerar que aunque la estructura dañada pueda resistir las cargas de gravedad, su capacidad de absorción de energía es menor que la original, lo cual es especialmente importante ante la ocurrencia de sismos subsecuentes.

La protección provisional consistirá por lo tanto en dejar la estructura en condiciones adecuadas de estabilidad ante la acción de cargas verticales y laterales debido a viento o sismo, hasta que se termine la reparación definitiva.

La protección provisional estará encamisada a proteger los elementos que pueden fallar de una manera frágil, es decir básicamente las columnas. Se hará una estimación aproximada de las cargas de gravedad, así como del efecto del momento de volteo ante la acción de cargas laterales (sismo o viento), y se diseñarán puntales para tomar parte o la totalidad de dichas cargas. La contribución relativa de las columnas dañadas podrá estimarse en forma burda a partir de la magnitud de los daños que presenten.

En todo caso, el diseño del apuntalamiento deberá tomar en cuenta que por ser provisional parecen considerarse factores menores de seguridad.

Los puntales se colocarán en el perímetro de las columnas, lo más cerca posible a las mismas, para no alterar en lo posible la estructuración original.

Por lo que respecta a la protección provisional ante la acción de cargas laterales, la solución depende básicamente de la capacidad de absorción de energía de la estructura dañada.

Si la estructura fuó diseñada originalmente para absorber cargas laterales mediante marcos con conexiones capaces de transmitir momentos producidos por dicha acción, será factible acudir a la solución de apuntalamiento, en el caso de que las fallas han sido locales, ya que se considera que puede ocurrir una redistribución de esfuerzos en la misma.

Por otra parte, si la estabilidad de la estructura ante la acción sísmica depende de otros elementos, diafragmas de concreto o de tabique que hayan fallado o bien los marcos hayan quedado incapacitados sistemáticamente para transmitir momentos, será necesario acudir al empleo de contraventos capaz de absorber cargas laterales (troqueles en compresión o tirantes en tensión).

La distribución de dichos elementos se hará procurando tener simetría en su colocación, de manera de no introducir excentricidades importantes del centro de rigideces respecto al de cargas del edificio.

Después de esta etapa, es conveniente demoler y remover los muros u otros elementos no estructurales que haya que reponer, así como cargas vivas importantes (especialmente de almacenamiento), con lo cual se disminuye la masa del edificio, situación que es favorable para disminuir las fuerzas sísmicas.

## 2. LEVANTAMIENTO DE DAÑOS EXISTENTES.

En este capítulo no hablaremos de los tipos de falla que pueden presentarse en elementos estructurales aislados (tensión diagonal, aplastamiento, etc.), ya que han sido tratados en detalle en pláticas anteriores.

El levantamiento al que haremos referencia consiste en conocer la localización de las fallas en el sistema estructural; para ello se elaboran dibujos de los marcos y muros en elevación, indicando en forma esquemática los daños observados: grietas, falla de compresión, etc..., así como los defectos constructivos apreciables a simple vista.

Esto es indispensable dado que lo que realmente nos interesa es tener una visión de conjunto del comportamiento de la estructura. De otra forma, uno se vería tentado a reparar únicamente las trabes, columnas etc... dañadas, con lo cual lo más probable es que ante la acción de un nuevo sismo de magnitud comparable, se presentarán fallas similares o aún mayores en otras zonas no reforzadas.

## 3. CONOCIMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

El conocimiento de la estructura consiste en determinar la estructuración, las dimensiones de sus elementos, su refuerzo, las propiedades mecánicas de sus materiales y las cargas muertas y vivas que actúan en la misma.

Cuando se cuenta con planos estructurales y memorias de cálculo, se tiene un conocimiento nominal de los puntos enunciados. Sin embargo, es frecuente que se tenga que llevar a cabo un levantamiento físico para poder determinarlos; es obvio que de carecerse de esta información, la investigación para el conocimiento de la estructura es de capital importancia y se requiere acudir a calas, pruebas destructivas de especímenes, métodos no destructivos, etc...

Es también frecuente que posea contar con planos, sea necesario hacer el levantamiento, con motivo de que en los mismos no se indiquen con suficiente claridad los detalles constructivos.

La revisión de los planos estructurales y las memorias respectivas, nos permitirá detectar errores de estructuración, de diseño de conexiones, de estimación de cargas de gravedad. Sin embargo, aunque se disponga de dichos planos es necesario verificar las condiciones existentes, ya que no es remoto que hayan ocurrido cambios importantes tanto de estructuración (omisión de algún elemento o adición de muros divisorios, con el cambio subsecuente de rigideces relativas), como de cargas vivas (concentración de materiales almacenados).

El conocimiento de la estructura implica también determinar la presencia de defectos constructivos, ya que de nada sirve un buen diseño si no se ha respetado a través de una supervisión adecuada durante su construcción.

#### 4. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.

El cálculo de la capacidad de la estructura dañada es un problema sumamente complejo; aparte de no tener un conocimiento completo de la resistencia real de los materiales, cuantía y posición de refuerzo etc... se presenta la dificultad de determinar la contribución de los elementos dañados.

Puede acudirse a realizar pruebas de carga vertical, aunque son de menor utilidad para conocer el comportamiento ante la acción de cargas laterales.

De hecho, en el caso de una estructura que vamos a reparar, lo que nos interesa es revisar su capacidad considerando su estado inicial; ello nos permitirá correlacionar los daños observados con los elementos mecánicos resultantes de este primer análisis; en esta etapa se podrá determinar la necesidad de adicionar nuevos elementos estructurales, reforzar los existentes o sus juntas o inclusive optar por condonar la estructura.

Aquí tenemos que hacer un parentesis respecto al cálculo de la capacidad de la estructura, para hablar acerca de los valores que deben considerarse para las solicitudes sísmicas.

Si partimos de la base de que la estructura dañada se encuentra ubicada en un centro urbano con un Reglamento de Construcciones actualizado, tendremos establecidos los requisitos para efectuar dicha revisión, los cuales han sido fijados por organismos especializados y sancionados por la práctica; puede también ocurrir que se modifiquen dichos criterios en función de nuevas experiencias, e inclusive que se puequen además de emergencia que cambien las consideraciones del diseño original.

En ausencia de dichos reglamentos, es factible fijar estos parámetros en función de la sismicidad regional y la magnitud de los daños que presente la estructura, así como tener un panorama general del comportamiento de las diversas estructuras que existan en el lugar. (1).

## 5 ALTERNATIVAS DE REPARACION.

Hasta aquí hemos hablado únicamente de reparación; sin embargo es conveniente distinguir entre reparación propiamente dicha que consiste en hacer los trabajos necesarios para restituir a la estructura su capacidad original, refuerzo de la estructura que significa aumentar su capacidad original y restructuración que se refiere a la modificación de la estructura original debido a la adición de nuevos elementos o inclusive a la demolición de algunos de los existentes, lo cual puede implicar conservar o aumentar su capacidad.

Una alternativa no incluida en dichas definiciones puede consistir en la demolición de una zona completa de una estructura (por ejemplo uno o varios niveles de la misma).

Debido a las combinaciones posibles de estructuración así como a la distribución de los daños, no es posible fijar soluciones generales; por lo tanto habrá que estudiar casos específicos, los cuales se tratarán en las siguientes pláticas.

(1) N. M. Newmark y E. Rosenthal, *Fundamentals of earthquake engineering*, Prentice Hall, Inc.

Sin embargo, a continuación se presentan lineamientos generales.

Supongamos que tenemos una estructura formada por marcos y que los muros de tabique no contribuyen a tomar fuerzas laterales; si los daños son grietas de tensión diagonal en las trabes, es factible reforzar la estructura mediante estribos postensados en dichos elementos; si las grietas en las trabes se deben a longitud insuficiente del acero en zonas de tensión, puede acudirse a una solución combinada de estribos y presfuerzo en dirección longitudinal (2).

Sea la misma estructura, pero con grietas por tensión diagonal tanto en trabes como en columnas; en este caso la capacidad de las columnas en compresión puede verse disminuida considerablemente, por lo que lo adecuado será aumentar la capacidad estructural de ambos elementos, con concreto reforzado o bien a base de perfiles estructurales si hay limitación de espacio.

En ambos casos es evidente que desde el punto de vista constructivo conviene hacer la reparación en un cierto porcentaje de los marcos y no en la totalidad de los mismos; en otras palabras en lugar de disponer los elementos de refuerzo "uniformemente distribuidos" conviene "concentrario" simétricamente en varias zonas del edificio.

Como tercer ejemplo consideremos la misma estructuración, pero supongamos que por defectos constructivos o de diseño, las conexiones entre trabes y columnas no son capaces de desarrollar los momentos flexionantes que le imponen las solicitudes sísmicas. Esta situación puede resolverse introduciendo otros elementos estructurales capaces de absorber dichas cargas tales como: das diagonales, diafragmas de concreto, o refuerzo de muros existentes de tabique. En este caso hemos cambiado radicalmente el comportamiento de la estructura que deberá capacitarse para unos coeficientes sísmicos mayores. Por otra parte, no hay que perder de vista que al absorber dichos elementos el mayor porcentaje o la totalidad de las fuerzas laterales, transmitirán cargas importantes de tensión y compresión a la cimentación, por lo que esta solución está condicionada a la capacidad de la misma. Frecuentemente es posible distribuir estos elementos en crujías alternadas, tanto en planta como en elevación, lo cual permite evitar la acumulación de las fuerzas verticales debidas a los momentos de volteo.

(2) Díaz de Cossío y Martínez. Estudio de Marcos sujetos a carga lateral. Revista de Ingeniería.

Uno de los problemas que requieren especial atención es la distribución de los muros "teóricamente" divisorios. Se ha comprobado que estos muros, cuya distribución se ha ignorado en el diseño, dan lugar a torsiones muy considerables. De hecho la contribución de dichos muros en la rigidez total de la estructura puede ser del mismo orden que la de los elementos considerados en el análisis (1).

En las alternativas de reparación deberá verificarse esta situación dado que frecuentemente es conveniente desligar parte de esos muros, o adicionar otros para disminuir la torsión. Este tema volverá a tratarse en la presentación de reparación de varios edificios.

#### 6. EVALUACION DE LAS ALTERNATIVAS DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO Y FUNCIONAL.

Las diferentes alternativas de reparación deben valorizarse tomando en cuenta no solo el costo intrínseco de los trabajos estructurales, reposición de instalaciones, muros, plafones, acabados, etc... sino también la pérdida de productividad por desocupación total o parcial del inmueble.

Por otra parte se requiere estudiar las limitantes funcionales. Así, para un determinado propietario puede ser inaceptable la adición de muros de rigidez porque condiciona la versatilidad de distribución de áreas; o bien el incremento de dimensiones de columnas o tráves reduce los espacios rentables. También existen condicionantes de índole social que independientemente del costo de reparación, exigen que ésta se lleve a cabo.

Para determinar si la reparación es factible desde el punto de vista económico, se requiere que el valor comercial del inmueble más el costo de dicha reparación (incluyendo la falta de productividad durante el lapso de tiempo que dure la misma), sea menor que los beneficios obtenidos de la inversión total.

(1) Rosenblueth, Ingeniería de Concreto Reforzado, Capítulo 12.  
Por publicarse.

## DESCRIPCION DE DETALLES PARA REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO.

El ingeniero que diseña la reparación o refuerzo de estructuras de concreto dañadas, debe aplicar una buena dosis de su experiencia para desarrollar los detalles constructivos necesarios, dado que una estructura construida ofrece una serie de dificultades de índole práctico que no se presentan en el diseño original.

Los principales obstáculos a que se enfrenta suelen ser los siguientes:

- a. Accesos difíciles a los elementos estructurales.
- b. Dificultad en la colocación normal del acero de refuerzo.
- c. Diseño especial de los anclajes y remates del acero de refuerzo.
- Diseño poco usual de las cimbras.
- e. Dificultad para llevar a cabo el colado normalmente.
- f. Diseños de concretos con características de gran manejabilidad y de poca contracción.

Tomando en consideración estos aspectos, se presentan una serie de figuras (12), con detalles típicos de refuerzo de elementos estructurales. Estos detalles se han simplificado al máximo con el fin de resaltar los aspectos fundamentales y ganar en claridad en los dibujos.

En éllas se ha eliminado el refuerzo de los elementos perpendiculares al plano del papel que sin embargo debe tomarse en cuenta para evitar interferencias. Por otra parte, se han omitido las especificaciones relacionadas con la preparación de las superficies de concreto que queden en contacto con el colado adicional, detalles de juntas de colados, etc...

En la práctica estos detalles son mucho más complicados y las soluciones suelen ser muy diversas por las condicionantes que impone el uso de cada estructura.

En relación a la preparación de las superficies de concreto existente, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- a. Las superficies serán rugosas, de tal forma que si éstas fueran lisas, se martelinarán o picarán profusamente.
- b. Las superficies deben estar limpias de toda materia extraña tales como grasa, polvo etc...
- c. Se humedecerán durante unas 6 hrs. al... de proceder al nuevo colado, mediante riegos frecuentes de agua.

Lo anterior será indispensable para obtener una liga adecuada entre el concreto nuevo y el viejo. Otro factor muy importante para ello es el uso de aditivos en el concreto por colar.

Como se indicó anteriormente, es indispensable contar con concretos de alta manejabilidad, lo cual se logra con el uso de aditivos fluidizantes. Para evitar o reducir las contracciones, se deberá utilizar también aditivos estabilizadores de volumen o expansores. Los primcros son más fáciles de manejar, pero tienen el inconveniente de su alto costo. Los expansores requieren una dosificación estricta y cimbras capaces de proporcionar confinamiento, para impedir la expansión libre del concreto y por ende la reducción en resistencia resultante.

Existen en el mercado innumerables productos que logran una efectiva adherencia entre el concreto viejo y nuevo, los que requieren un control estricto en su dosificación y colocación para obtener los resultados esperados.

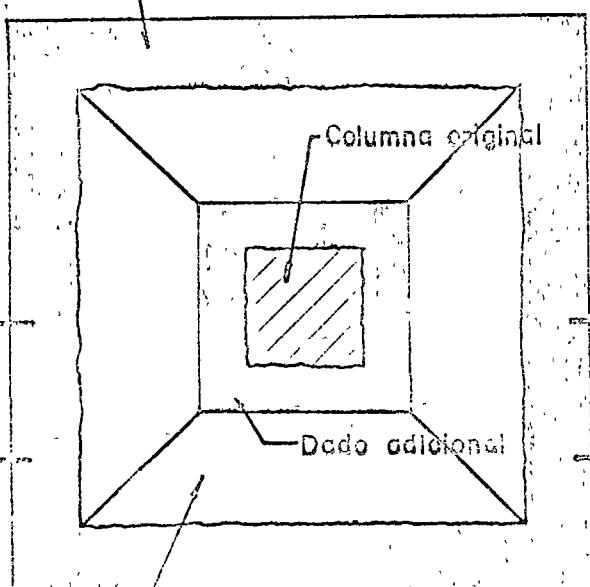
En cuanto a las juntas de colado debe tenerse en cuenta que es necesario conciliar la posibilidad física de efectuar un buen colado y la posición óptima de la junta desde el punto de vista estructural. Para conseguirlo, es necesario en casi la totalidad de los casos, recurrir a perforaciones especiales y prever en la cimbra el uso de ventanas y embudos para facilitar los colados.

Para anclar el acero de refuerzo es necesario efectuar perforaciones en los elementos existentes tales como columnas, tráves, etc..., estas perforaciones deben hacerse con equipo rotatorio de preferencia, y una vez colocado el acero, llenar cada perforación con mortero de cemento con aditivo estabilizador de volumen antes de efectuar el nuevo colado, ya que es la única forma de garantizar que estas perforaciones se llenen correctamente.

En muchas ocasiones es recomendable recurrir a perfiles y placas de acero, para lograr el anclaje o remate del refuerzo empleando soldadura. Debe garantizarse el contacto de dichos elementos con la estructura original, asentándolos con mortero de cemento y aditivo estabilizador de volumen para restringir su deformación ante los esfuerzos a que estarán sujetos.

En conclusión, la reparación o refuerzo de estructuras dañadas exige un diseño y mano de obra sumamente especializados, además de requerir una supervisión estricta y de hecho la presencia del diseñador para resolver detalles específicos, dado que al descubrir los elementos, pueden necesitarse nuevas soluciones. Es evidente que ésto se refleja directamente en el costo.

Aumento de zapata



Columna original

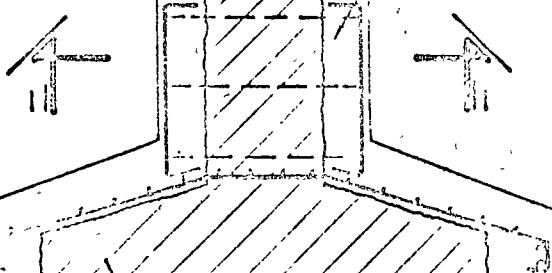
Dado adicional

Aumento de  
zapataZapata  
originalPLANTASECCION A-A

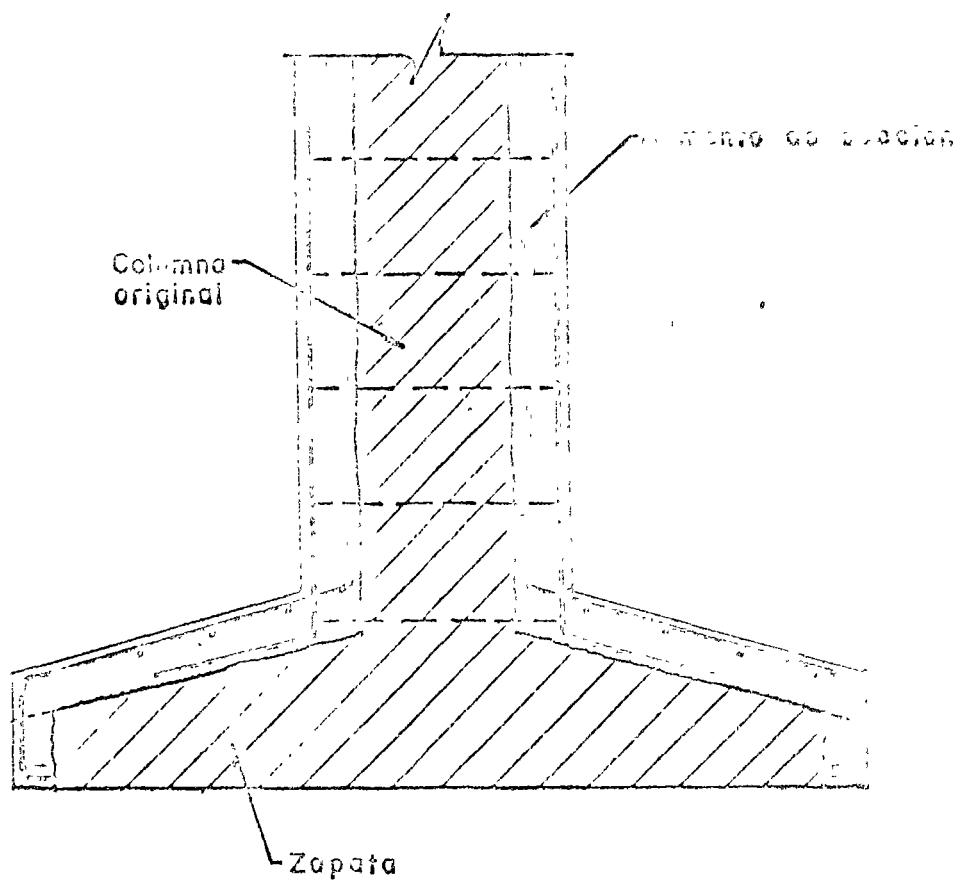
Columna original

Columna original

Dado adicional

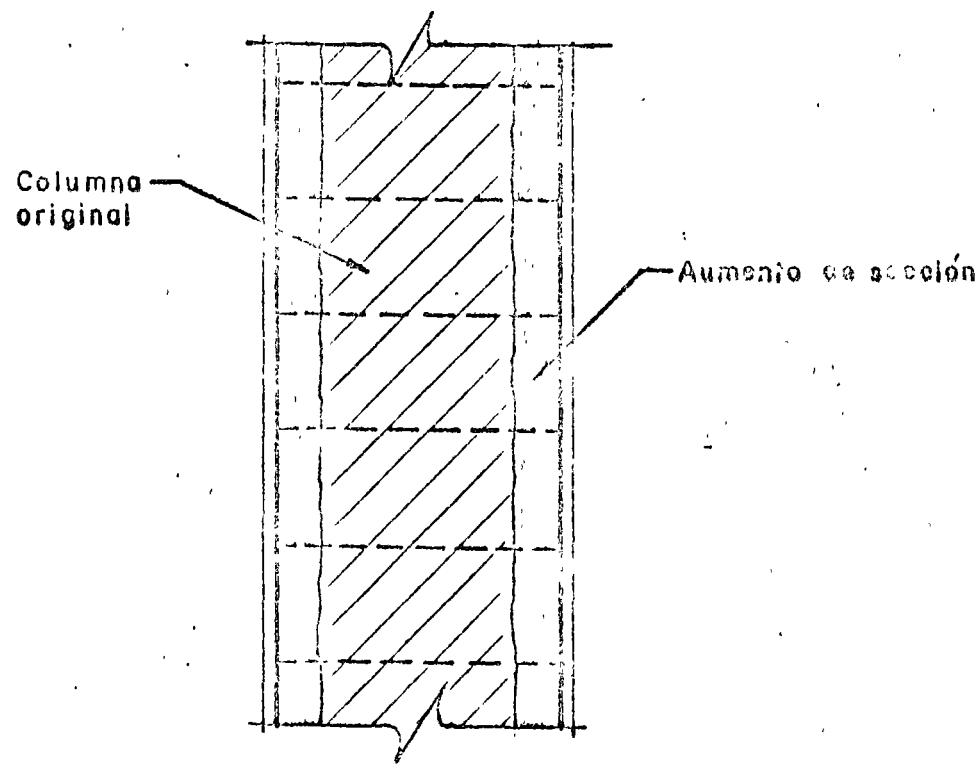
Dado  
adicionalAumento  
de zapataAumento  
de zapataSECCION A-ASECCION B-B

REFUERZO POR AUMENTO EN AREA DE ZAPATA

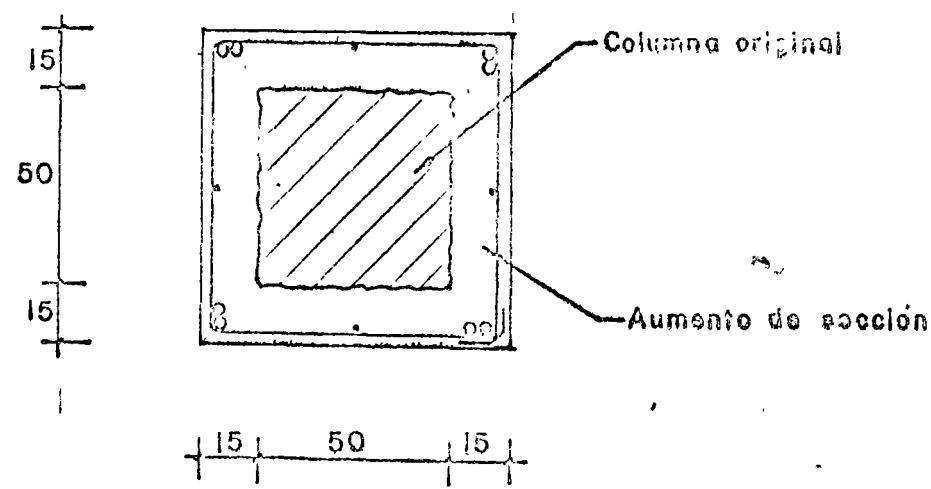


ELEVACION

ANCLAJE DE LA FUNDACION  
DE COLUMNAS EN ZAPATA

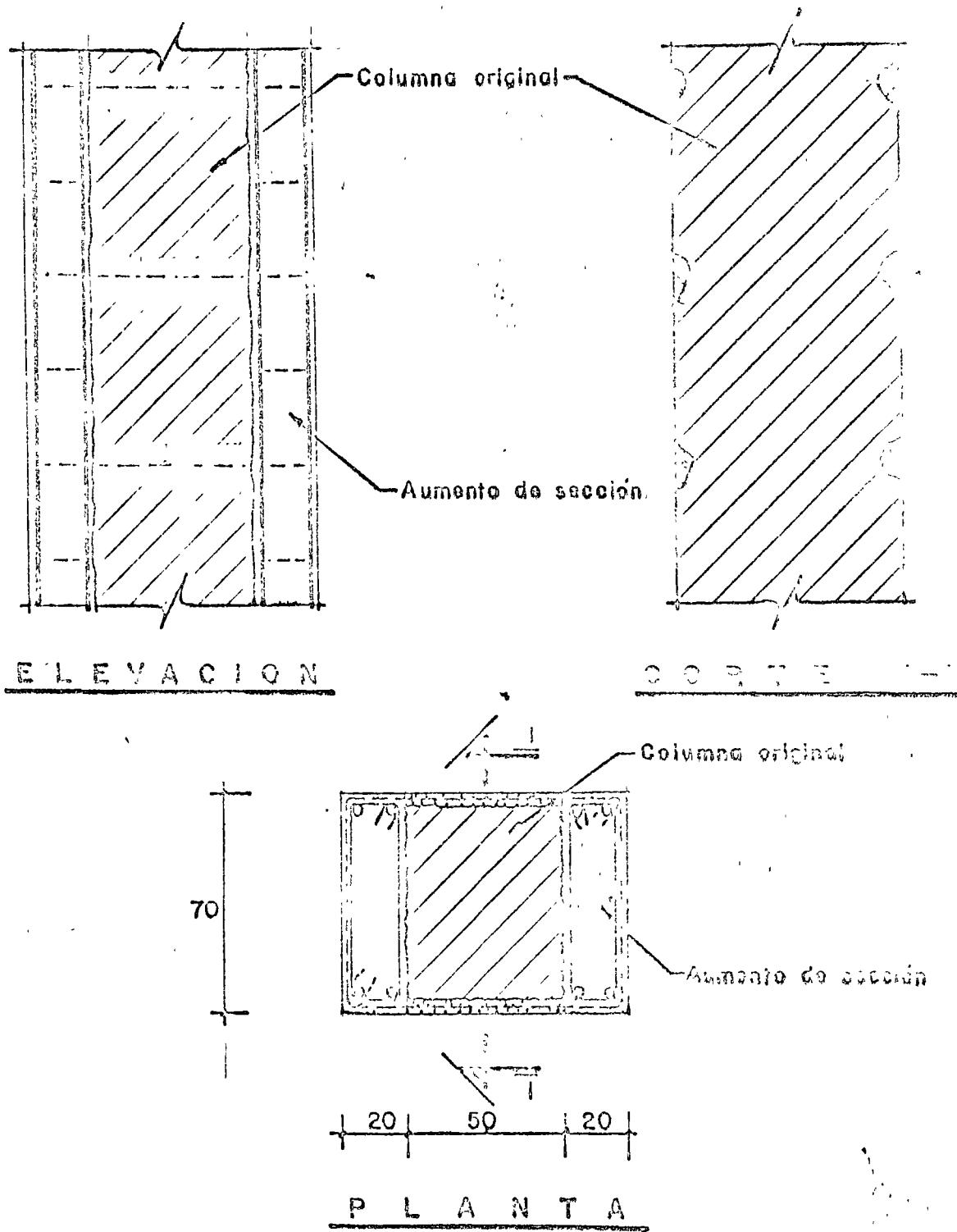


ELEVACION

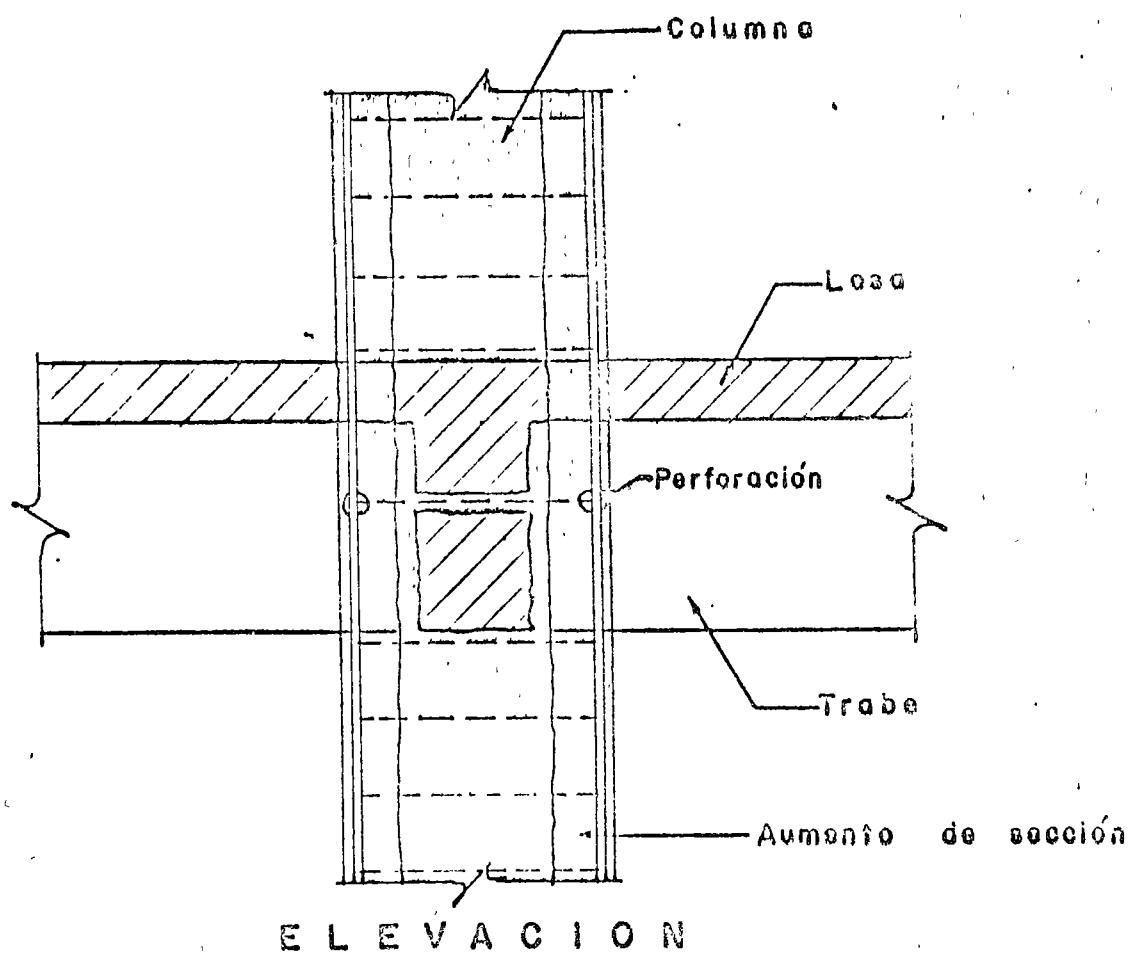
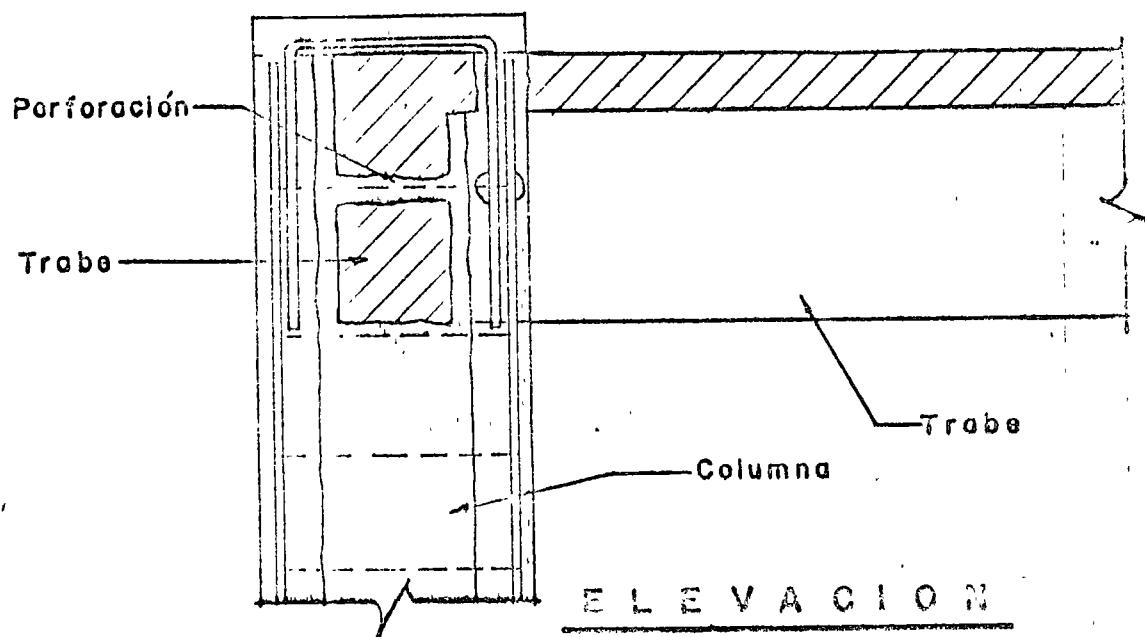


PLANTA

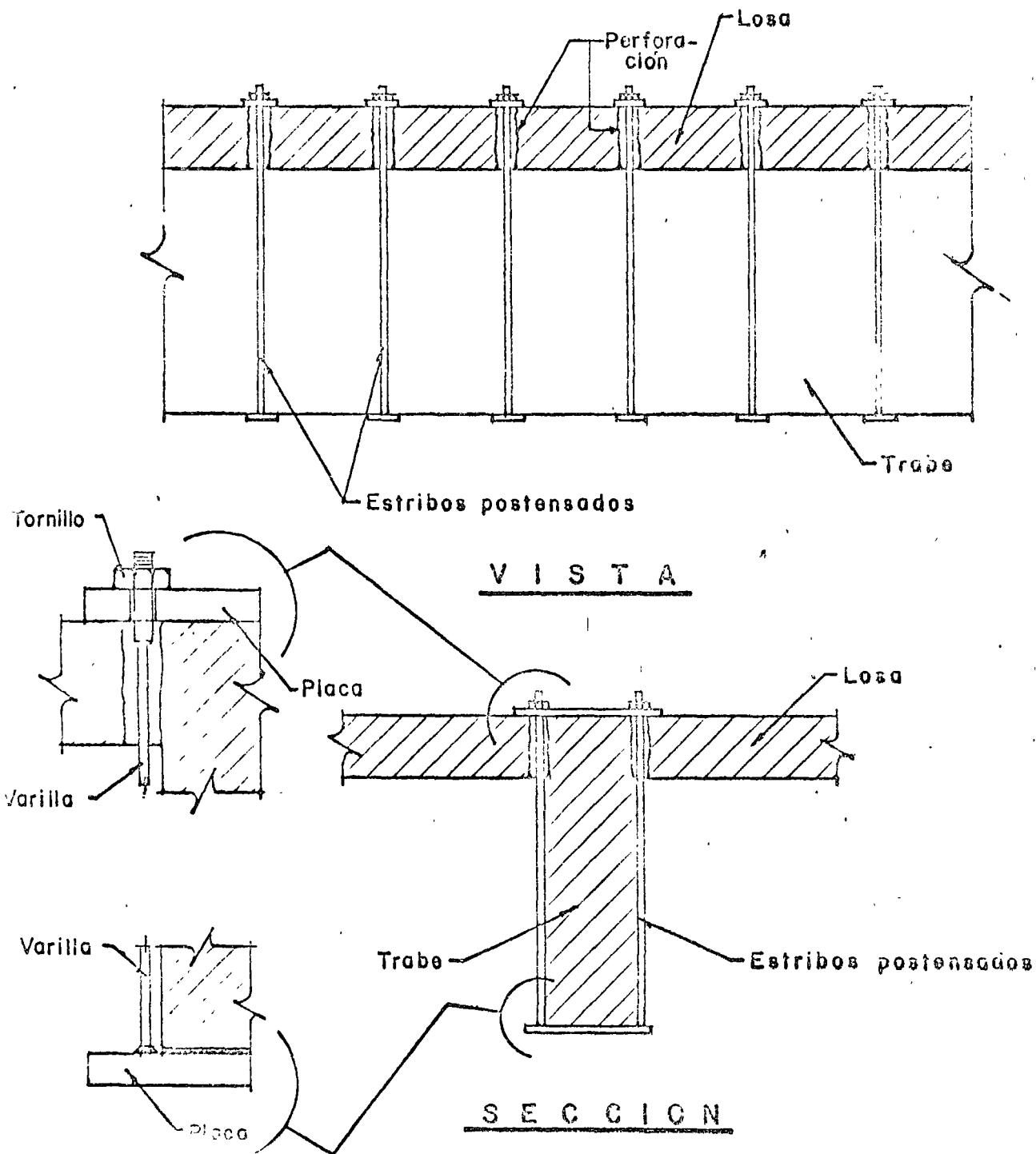
## REFUERZO DE COLUMNA



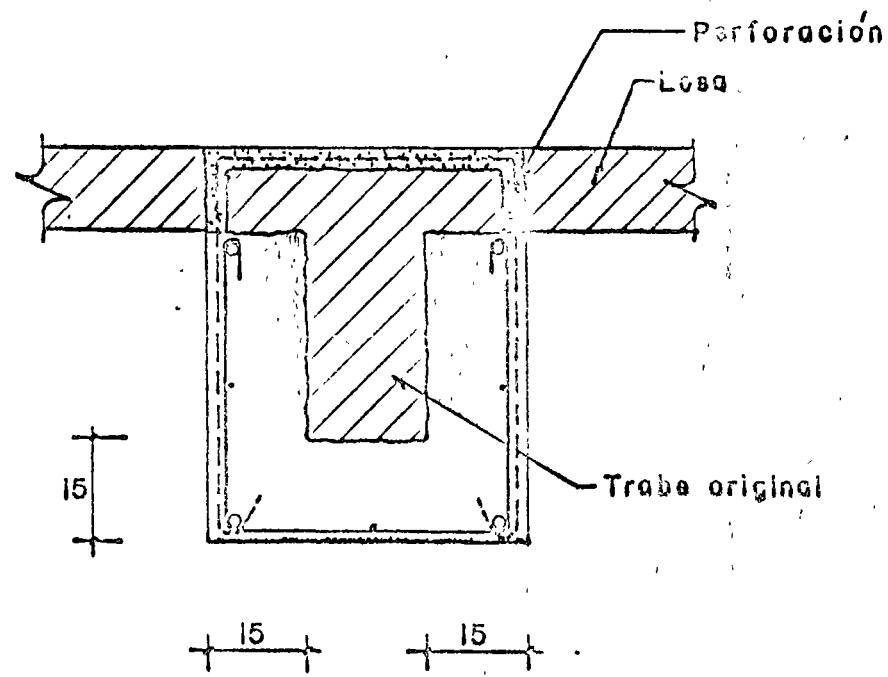
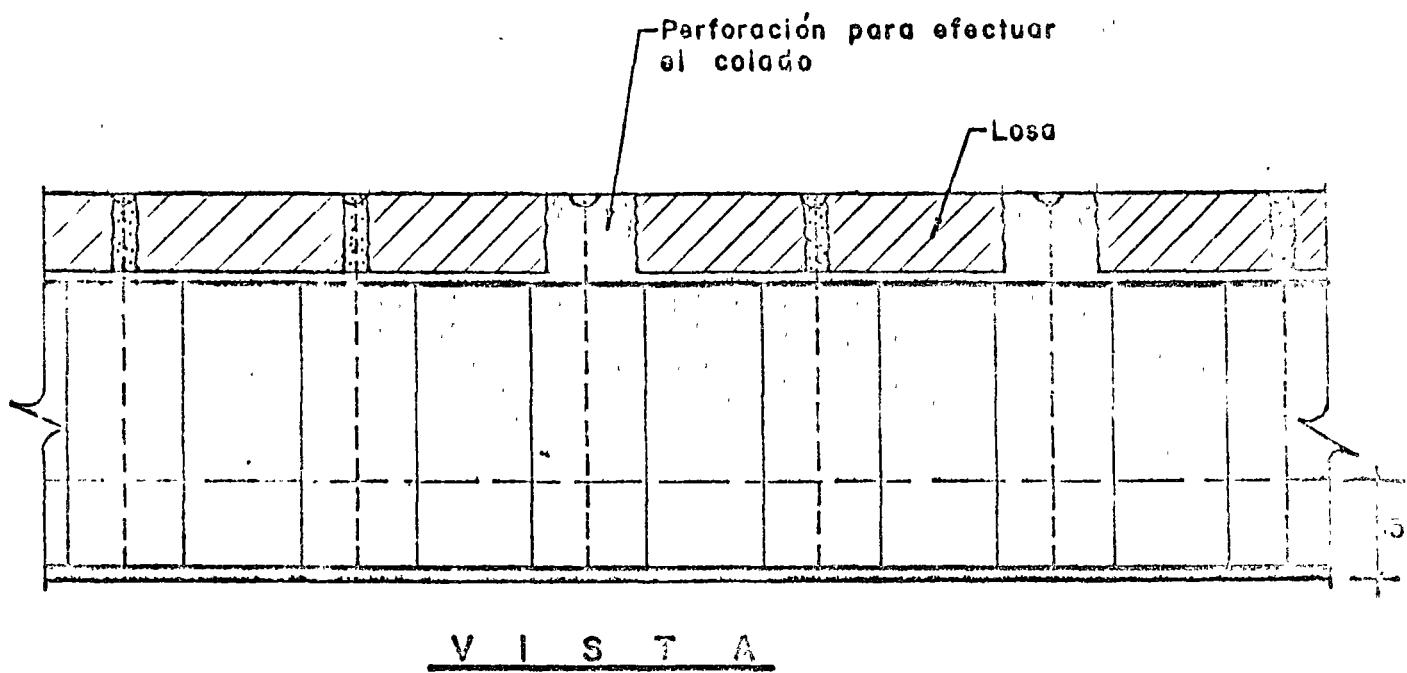
REFUERZO DE COLUMNAS



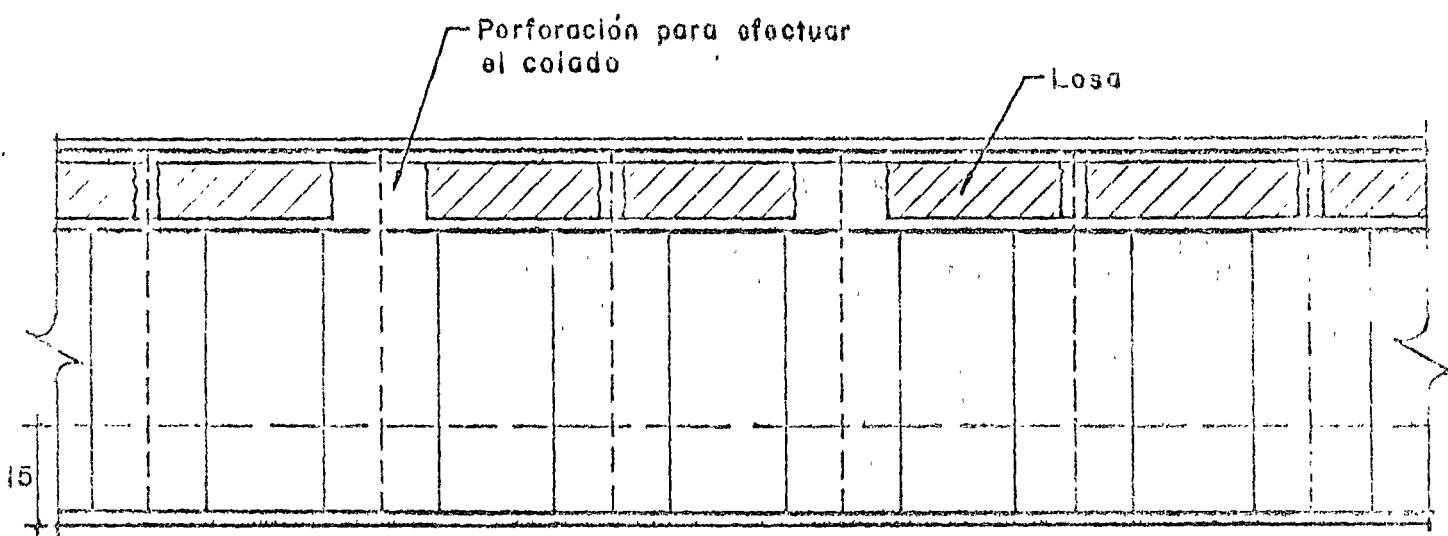
**DETALLES DE UNION DE REFUERZO DE  
COLUMNNA CON TRABES**



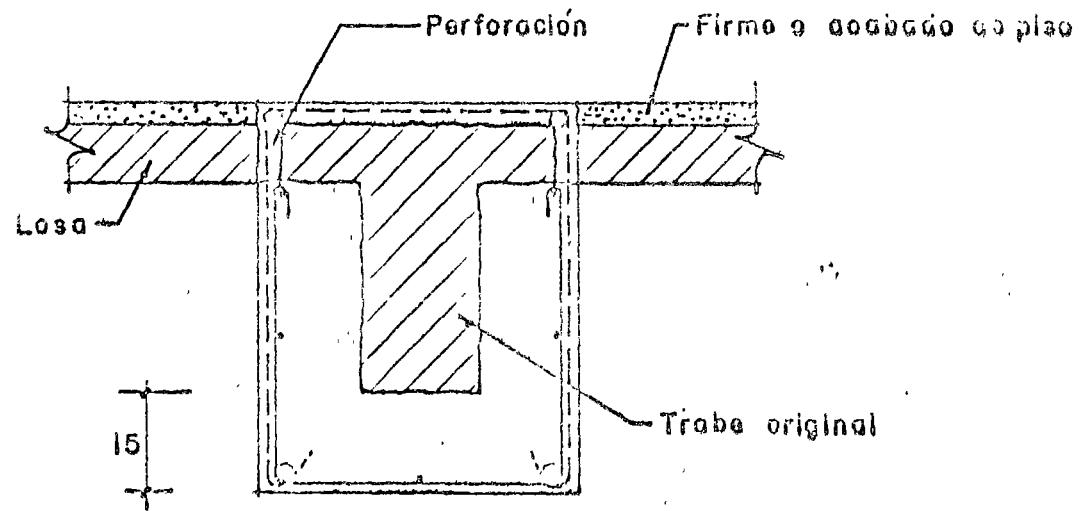
**REFUERZO DE TRABE**  
**CON ESTRIBOS POSTENSADOS**



REFUERZO EN TRABE



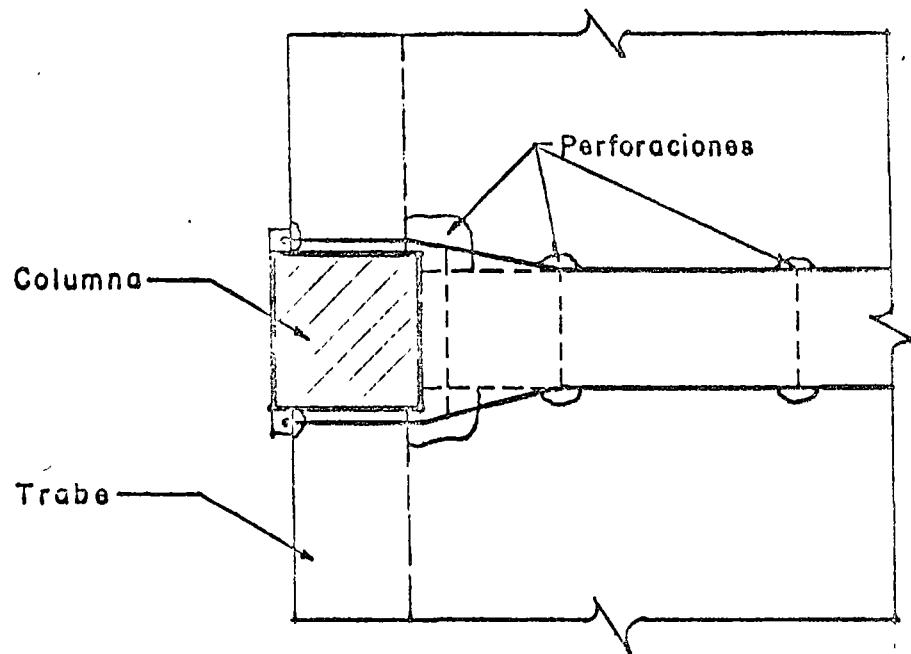
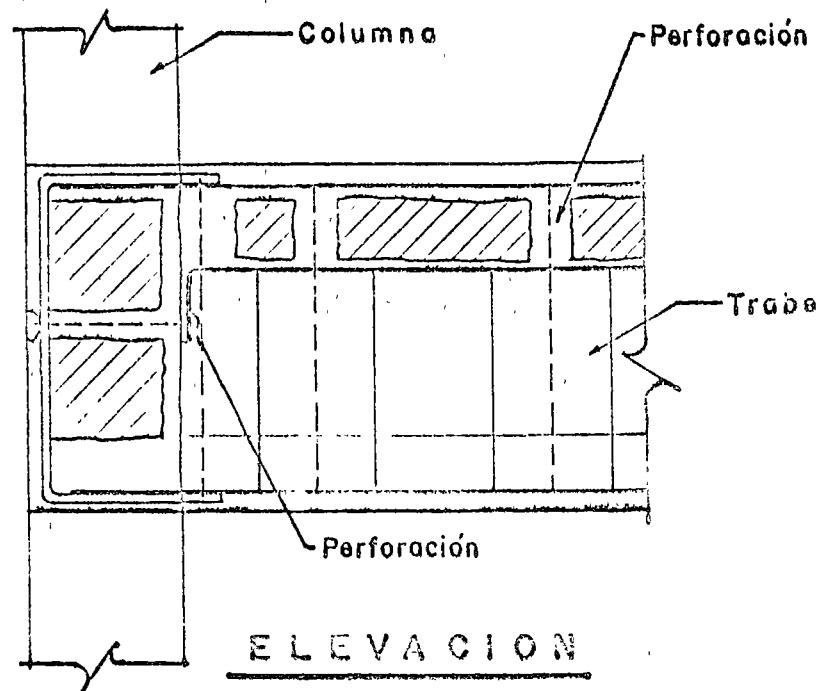
VISTA



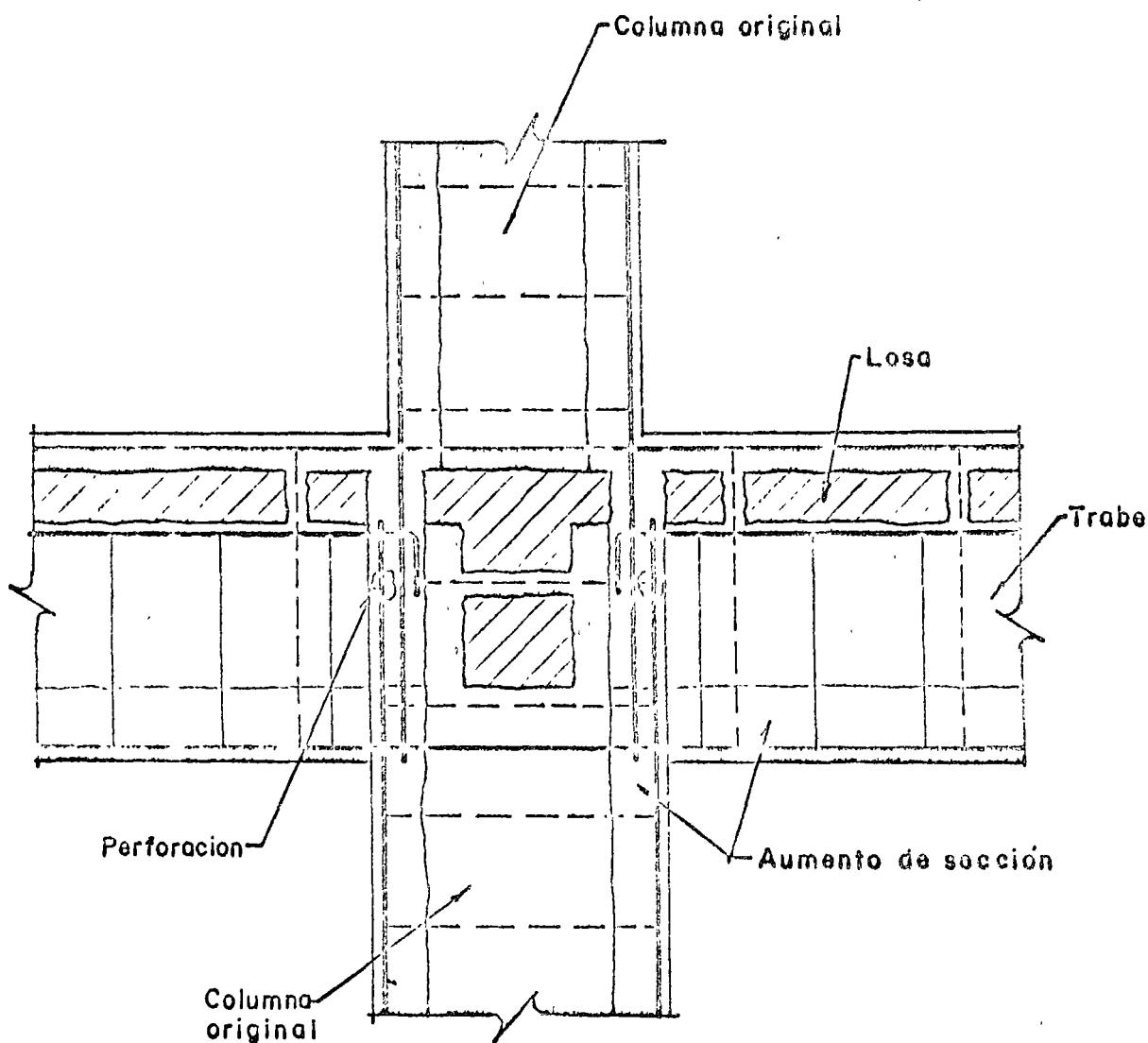
15      +      15

SECCION

REFUERZO EN TRABE



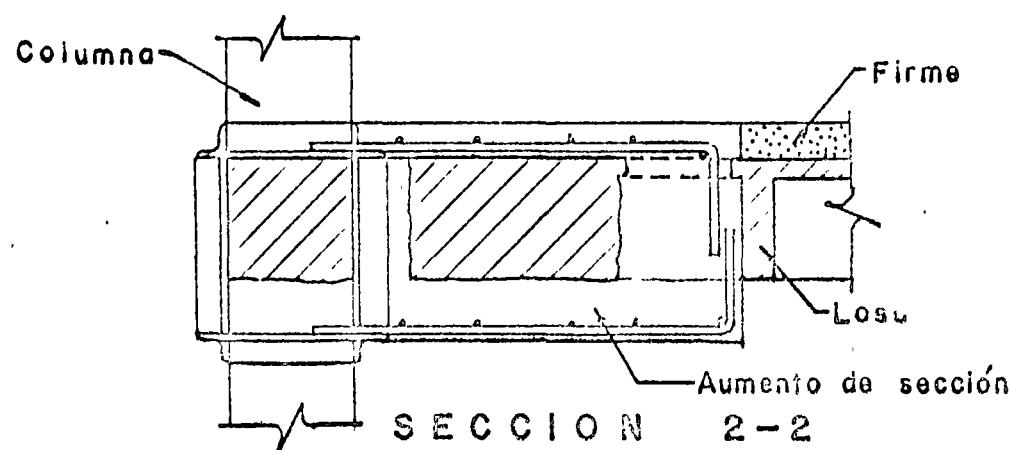
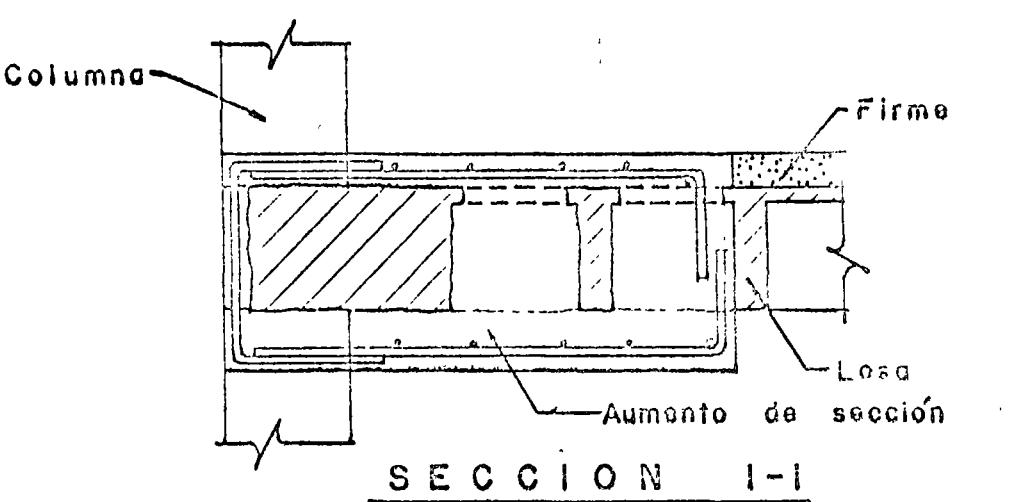
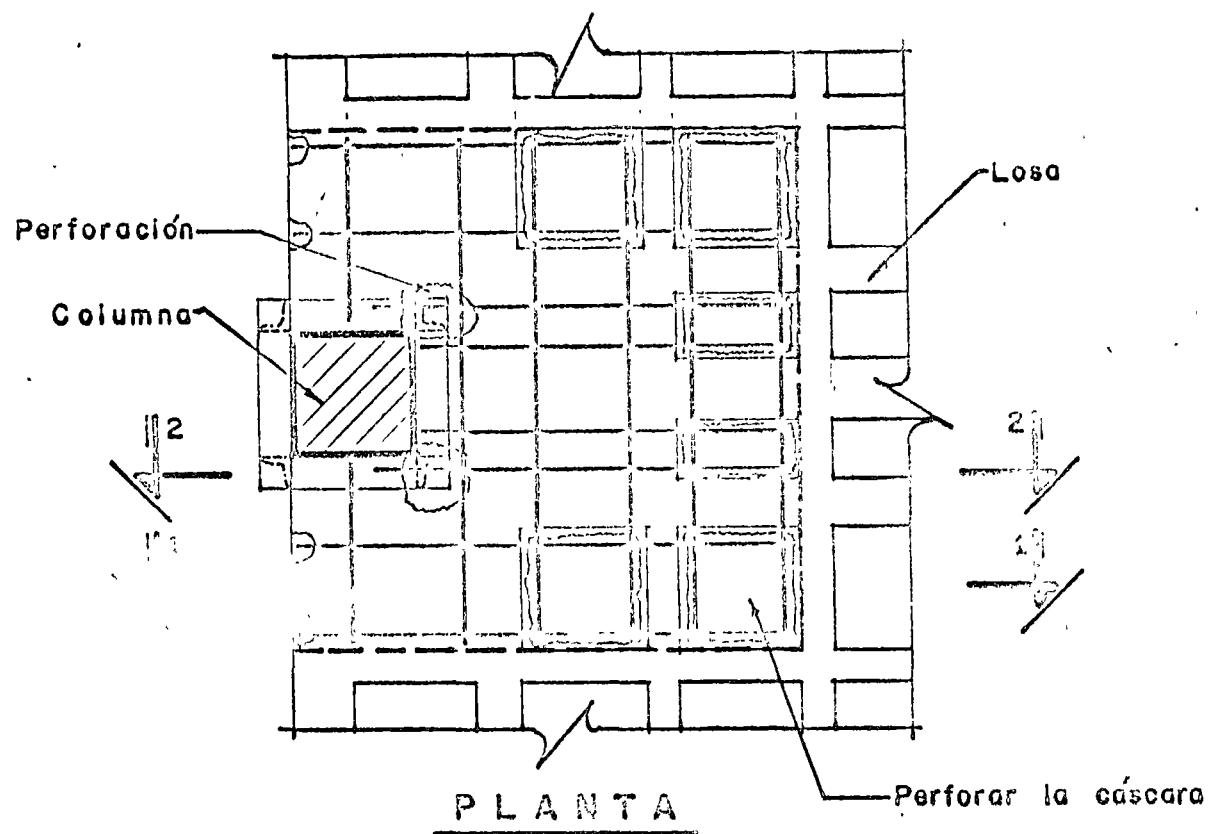
**REIMATE DE REFUERZO DE TRABE A COLUMNAS**



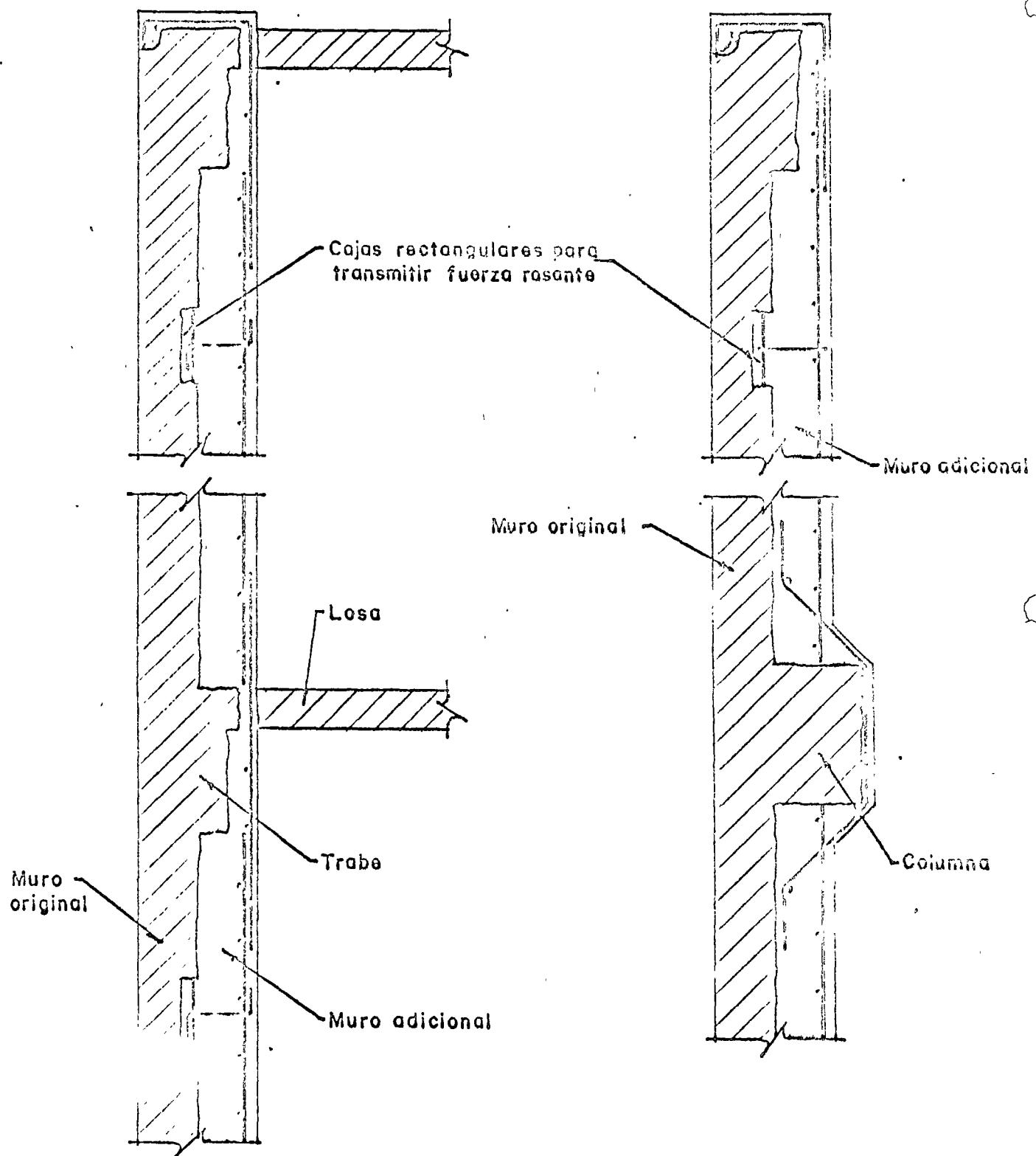
E L E V A C I O N

UNION DE REFUERZOS DE  
TRABES Y COLUMNAS

FIG.-11



**REFUERZO DE LOSA ALIGERADA**





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



## EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

Corrosión en Estructuras de  
Acero

Ing. Francisco Fernández de la Torre

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

## CORROSION EN ESTRUCTURAS DE ACERO.

AUTOR: ING. FRANCISCO FERNANDEZ DE LA TORRE.-

La corrosión puede definirse como la destrucción de un metal - por reacción química o electroquímica con el medio que lo rodea.

La mayoría de los metales comunes son inestables o químicamente activos y en algunos medios tienden a regresar a sus combinaciones más estables. Los minerales son ejemplos de estas combinaciones. El fierro o el acero provienen de minerales y por tanto, tienen una tendencia natural a regresar a éstos, combinándose con el oxígeno, - con sulfatos o con carbonatos.

Generalmente el fierro o el acero se corroen en presencia de - oxígeno y agua y la corrosión no ocurre en ausencia de ellos. La velocidad de corrosión es acelerada por el movimiento o la acidez del agua, por un aumento en la temperatura, aereación o por la presencia de ciertas bacterias. La corrosión es generalmente retardada por capas protectoras o películas consistentes en productos de corrosión u oxígeno adsorbido; la alta alcalinidad del agua también retarda la - velocidad de corrosión.

El agua y el oxígeno son entonces los factores esenciales y la velocidad de corrosión siempre es controlada por uno u otro. La corrorsión del acero no ocurre en aire seco y es prácticamente despreciable cuando la humedad relativa del aire se encuentra por debajo - de 60% a temperaturas normales.

Cuando el oxígeno libre disuelto en el agua es removido, el agua es prácticamente no corrosiva, a menos que sea de base ácida o que traiga algunas bacterias anaerobicas que provoquen la corrosión.

La escoria de laminación formada sobre el acero durante el rolado varía con el tipo de operaciones y las temperaturas de rolado. En general esta escoria es magnética y está formada por tres capas de óxidos de fierro pero la unión entre ellos no es muy fuerte.

La capa externa es esencialmente óxido ferrico  $Fe_2O_3$ , que es relativamente estable y no reacciona fácilmente. La capa junto a la superficie del acero y algunas veces integrada a la estructura cristalina de éste, es óxido ferroso  $FeO$ . Este óxido es inestable y fácilmente oxidable, resultando un cambio químico que lo convierte en óxido ferrico. Este proceso acompañado por un aumento en volumen de los óxidos resultantes, dá lugar a la pérdida de la escoria de laminación. La capa intermedia de óxido magnético se representa por la formula química  $Fe_3O_4$  indicativa de óxido ferroso ferrico.

El espesor de esta escoria en aceros estructurales dependiendo de las condiciones de rolado, varía desde dos milésimas de pulgada a veinte milésimas de pulgada. La mayoría de la escoria formada en las altas temperaturas -

iniciales del rolado es separada en las operaciones subsiguientes - de éste.

La escoria de laminación es catódica al acero y una corriente- eléctrica puede ser fácilmente producida entre el acero y la escoria de laminación.

Esta acción electroquímica corroerá el acero y protegerá la escoria de laminación. La máxima protección de las superficies metálicas por medio de recubrimientos requiere la consideración cuidadosa de los siguientes factores:

1o.- Carácter del metal básico, ya sea que se trate de acero, - aluminio u otro metal así como su resistencia a la corrosión y su comportamiento con los recubrimientos que se van a aplicar sobre él.

2o.- El medio a que el metal recubierto será expuesto; si es un medio ligero, si es un medio severo, húmedo, ácido, salino o alcalino.

3o.- Tipo de limpieza o preparación de superficie que deberá darse al metal para remover todos los óxidos, escoria de laminación, contaminantes existentes sobre la superficie, - etc.

4o.- Grado de resistencia mecánica que deberá tener el recubrimiento para resistir al medio.

La preparación de superficie es el factor fundamental que afectará el comportamiento del recubrimiento.

Los principales sistemas de preparación de superficie son los siguientes:

- 1.- Limpieza manual.
- 2.- Limpieza con herramientas mecánicas.
- 3.- Limpieza con abrasivos a presión.

#### 1.- Limpieza Manual.-

La limpieza manual es uno de los procesos más antiguos para preparar las superficies metálicas antes de pintarse. Como una regla general se emplea este procedimiento cuando no se dispone de equipo mecánico o de chorro de arena, cuando el trabajo es inaccesible a estos sistemas, o bien cuando el trabajo es tan pequeño que no conviene utilizar el equipo para llevarlo a cabo. En algunos casos la economía puede dictar el uso del sistema de limpieza manual con un sistema de recubrimiento que permita que queden sobre la superficie contaminantes que posteriormente afectarán el comportamiento del recubrimiento.

Las herramientas necesarias son cepillos de alambre, rasquetas, cinceles, martillos y en algunos casos lija.

#### 2.- Limpieza Mecánica.-

La limpieza mecánica ofrece mayores ventajas en la preparación de superficie sobre la limpieza manual, utilizándose para ello herramientas neumáticas o eléctricas con cepillos de alambre en los extremos. Esta limpieza no elimina totalmente los contaminantes que puedan existir sobre la superficie, particularmente la escoria de laminación. Esto provoca que dicha escoria-

por ser extremadamente frágil, presente fenómenos de corrosión bajo película una vez que los recubrimientos se han aplicado.

El uso de este sistema puede dar lugar a que la superficie quede pulida en extremo, de forma que no permita la adherencia-perfecta del recubrimiento sobre ella.

### 3.- Limpieza con abrasivos a presión.-

La limpieza con abrasivos a presión consiste en el corte o abrasión de la superficie por el impacto a alta velocidad que producen partículas de abrasivo contra la superficie. Con este procedimiento todo el óxido, la escoria de laminación y la pintura vieja son removidos con algo de metal base pudiendo utilizarse dos tipos de abrasivo ya sea metálico o arena.

Este procedimiento de limpieza puede ser de dos clases:

Limpieza a metal blanco.

Limpieza tipo comercial.

La limpieza a metal blanco se caracteriza por ser la mejor preparación de superficie que pueda obtenerse por este procedimiento. En él, toda la escoria de laminación, el óxido, la pintura o cualquier otra materia extraña se remueve con el abrasivo y la superficie aparecerá de un color gris blanco metálico muy uniforme y rugosa de acuerdo con el abrasivo que se ha usado. - Esto constituye un patrón de anclaje magnífico para todos los recubrimientos.

La limpieza comercial incluye la remoción completa de óxido, pintura, productos de corrosión y escoria de laminación que no se encuentra fuertemente adherida. Tiene una apariencia un poco más obscura que la limpieza a metal blanco y se permite como antes se dice, que parte de la escoria de laminación fuertemente adherida no se haya desprendido de la superficie.

La velocidad de producción a un trabajo normal de estos tres sistemas, es aproximadamente la siguiente:

1 para limpieza a metal blanco

2-1/2 para limpieza comercial

6 ó 7 para limpieza manual

La corrosión del acero puede retardarse con cualquier tipo de barrera que se interponga en el medio ambiente para prevenir que el oxígeno, el agua y otros agentes corrosivos esten en contacto con él. Por ejemplo: el óxido o la misma escoria de laminación puede retardar el efecto de corrosión. Lo anterior es fácilmente visible cuando se observa una superficie de acero nueva, que al estar en contacto con un agente oxidante como el agua, produce una capa de corrosión que evita temporalmente que la acción sea progresiva sobre el resto del metal.

No obstante lo anterior, por ser una capa porosa, permite el paso del oxígeno y del agua y el fenómeno de corrosión continúa. La función principal de los recubrimientos es pues la formación de una barrera mecánica en la superficie que excluya --

dichos elementos.

Desgraciadamente no hay ningún recubrimiento que sea completamente impermeable al paso de ellos. Como resultado de lo anterior, aún los mejores recubrimientos fallan eventualmente al permitir el paso de dichos agentes corrosivos. La buena adherencia de un recubrimiento es otra propiedad necesariamente fundamental y de gran valor para proteger el acero. Los recubrimientos tipo barrera deben de tener buena adhesión en los subestratos con el metal, pues de otra forma la humedad y el oxígeno que penetren en la película desplazaran las moléculas del recubrimiento de la superficie y la corrosión se llevará a cabo en la interfase. Esta corrosión puede continuar por debajo de la película y presentar levantamiento del recubrimiento en partes muy grandes. Un recubrimiento con una buena adherencia sobre un metal limpio resistirá todos estos agentes y no permitirá la separación de la película aún cuando no tenga estas, buenas propiedades inhibidoras de la corrosión.

Los principales requerimientos físicos que debe llenar un recubrimiento, son los siguientes:

- 1.- Efectividad como barrera hacia el medio.
- 2.- Resistencia a daños físicos durante el servicio.
- 3.- Características de aplicación práctica.

Podría esperarse que la resistencia de un material automáticamente lo hace resistente al medio cuando trabaja como --

barrera, pero desgraciadamente esto no es siempre cierto, aún cuando un recubrimiento pueda ser resistente por si mismo, no tendrá ningún valor si los agentes corrosivos existentes en el medio ambiente pueden pasar a través de la película y reaccionar con el metal que está en contacto con ella. Todos los materiales formadores de película en alguna forma son permeables, por lo que los gases o vapores pueden emigrar a través de una película continua sin que la rompa. La permeabilidad inherente de diferentes materiales formadores de película varía y puede ser influenciada por las formulaciones que tenga el recubrimiento.

#### 2.- Propiedades Mecánicas.-

Las propiedades físicas que se requieren en un recubrimiento para un comportamiento bajo condiciones mecánicas pueden variar dependiendo del medio ambiente.

Normalmente se requiere cierta dureza y resistencia a la abrasión para que un recubrimiento sea útil. Estas propiedades son relativamente fáciles de determinar ya sea por inspección en el Campo o utilizando instrumentos de laboratorio. La resistencia al impacto y la flexibilidad del recubrimiento - tambien son importantes y fácilmente determinadas por métodos de campo o métodos de laboratorio.

#### 3.- Características Prácticas de Aplicación.-

Sería redundante establecer que el éxito de un recubrimiento está tambien en obtener características prácticas -

de aplicación dada la importancia que esto tiene. Un recubrimiento debe ser práctico al aplicarse ya sea con brocha o pistola de aire, y tener un tiempo de secado razonable y estar libre de porosidades u otras discontinuidades cuando se aplique a un espesor determinado. Otras propiedades son deseables en el recubrimiento tales como el brillo, el color, la tersura, etc.

Un recubrimiento está formado por el vehículo; que comprende los solventes y el formador de cuerpo o la resina y por el pigmento que puede estar compuesto por pigmentos anticorrosivos o pigmentos de refuerzo o inertes para darle cuerpo a la pintura. Los recubrimientos pueden clasificarse de acuerdo con el tipo de resina en que están basados. La resina es probablemente el componente o el factor más importante que limita la resistencia química del recubrimiento. Las resinas comunmente usadas, de donde derivan su nombre los recubrimientos respectivos son las siguientes:

- 1.- Alquidálicas
- 2.- Epóxicas
- 3.- Vinílicas
- 4.- Silicatos inorgánicos.

Hay otros componentes básicos que se pueden nombrar como lo es el hule clorado, los copolímeros de estireno y butadieno, el neopreno, polietileno, fenólicos o algunas combinaciones de

éstos. Las características principales que pueden tener estos recubrimientos son las siguientes:

1.- Alquidálicos.-

Las resinas alquidálicas fueron las primeras utilizadas - en los recubrimientos sintéticos. Hace 40 años desplazaron a las pinturas a base de aceite para mantenimiento industrial de bido a que tienen mejor secado, una mayor dureza, una mejor re tencción de brillo y una buena resistencia al agua. Son mucho- más durables que las pinturas a base de aceite y han sido prácticamente las más útiles en mantenimiento para exposiciones -- normales. Tienen una buena duración a una exposición exterior normal con buena resistencia a la humedad y la lluvia y en ge- neral dan buena protección contra los efectos corrosivos de sa les neutras. Su resistencia a los álcalis es muy pobre y los- ácidos diluidos tienen menos efecto sobre la película que los- álcalis diluidos. Su resistencia a los solventes del petróleo es muy pobre y las películas se ablandan con solventes fuertes tales como alcoholes e hidrocarburos aromáticos. Se disuelven rápidamente con acetonas ésteres o solventes clorinados.

2.- Epóxicos.

Los revestimientos epóxicos vienen siempre en dos envases uno conteniendo la resina epólica y el otro el catalizador o - agente curante; ambos envases se combinan inmediatamente antes del uso.

Los agentes curantes pueden ser de varios tipos y consecuentemente producir diferentes características al recubrimiento. Los acabados finales tienen buenas propiedades generales incluyendo resistencia al calor, humedad, ácidos, álcalis, solventes, intemperismo y abrasión. Las películas pueden aplicarse sobre gran variedad de superficies y únicamente presentan el caleo característico de este tipo de resinas que no puede considerarse una falla. El factor dominante durante su aplicación es el tiempo de vida o tiempo de reacción que tienen y una vez que han sido mezclados, deben aplicarse algunas veces en un término de 3 ó 4 horas. Ofrecen desde luego una mejor resistencia a los solventes que otros recubrimientos de secado al aire, siendo tambien resistentes a hidrocarburos aromáticos, alcoholes y ésteres. Un contacto prolongado con cetónas o con solventes clorinados puede causar en el recubrimiento un ablandamiento.

### 3.- Recubrimientos Vinílicos.-

Estos productos están basados en resinas que son copolímeros del cloruro de vinilo y del acetato de vinilo. El acetato se incluye en el recubrimiento para dar una solubilidad a la resina y aunque se requieren solventes muy fuertes, los copolímeros con aproximadamente 87% de cloruro de vinilo y 13% de acetato de vinilo se disuelven, se pigmentan y se modifican con algunos plastificantes y estabilizadores para preparar el recu-

brimiento. Sobreponen a los alquidálicos en retención de brillo y en tiempo de servicio, secan rápidamente y se aplican generalmente con pistola de aire.

La superficie debe ser preparada con chorro de arena para aplicación de estos recubrimientos y para servicio continuo la temperatura que resisten es de aproximadamente 65°C.

Su resistencia al agua es excelente e inclusive pueden seleccionarse para inmersión en agua. Resisten a los ácidos y a los álcalis y la película seca por evaporación de solventes, siendo nuevamente soluble en cetónas o mezcla de este solvente. Presentan muy buena resistencia a los solventes minerales y la película es únicamente ablandada por contacto prolongado con solventes aromáticos, alcoholes y ésteres.

#### 4.- Silicatos Inorgánicos.-

Otra categoría genérica de recubrimientos es el de tipo inorgánico que no contiene resinas ni aceites. Es un recubrimiento a base de silicato de zinc diseñado para proteger las superficies de acero con una sola mano que puede ser químicamente curada o autocurante. Este recubrimiento es la mejor barrera entre el medio ambiente y el acero y da un cierto grado de protección catódica cuando está en inmersión en un electrólito, debido al zinc que contiene.

Este recubrimiento es único en su resistencia al agua salada y a los solventes orgánicos siendo excepcionalmente efectivo para tanques de cúpula flotante y para interiores de tanques que contengan productos destilados del petróleo siempre y cuando no contengan azufre. Se tienen experiencias de duración mayores de 10 años sin ningún signo de falla. Su resistencia a la abrasión es muy grande y por lo mismo puede utilizarse como un primario de taller para dar el acabado necesario una vez que se tiene terminada la obra.

Se anexa una tabla donde de acuerdo al medio ambiente y -- los contaminantes existentes, se sugieren los tipos de recubrimientos que deben utilizarse para que se tenga éxito en la duración del sistema.

De suma importancia para el Ingeniero de diseño son tambien los problemas de corrosión que se presentan en estructuras subterráneas.

Los componentes químicos en un suelo húmedo que rodea a una estructura metálica desnuda, intervienen para la formación de -- una celda eléctrica débil conocida como celda galvánica. Supongamos que hay una celda galvánica en algún punto de una tubería enterrada y analicemos cuales son las partes de esa celda.

El terreno húmedo será el electrolito y existirán dentro de la tubería dos áreas disimilares que son el ánodo y el cátodo, siendo la pared de la tubería el conductor que completa el

circuito. Cuando la corriente deja la tubería en el ánodo o - área anódica, la tubería será corroída. Cuando retorna a la - tubería el catódico o área catódica quedará protegida. La velocidad de corrosión es dependiente de diversos factores tal como la concentración del electrolito, la cantidad de oxígeno -- presente y la composición química del electrolito. El voltaje generado por los metales en las celdas determina la cantidad - de corriente eléctrica que puede ser forzada a través del circuito del ánodo al catódico. Esta corriente si se permite que - fluya, removerá metal ferroso a una velocidad de aproximadamente 10 kilos por ampere por año que esté fluyendo.

En la tabla No. 1 aparece la serie galvánica de metales - que es de mucha utilidad para quienes diseñan estructuras enterradas. Es muy común crear celdas galvánicas con acoplamientos de conexiones de cobre y acero, cable con forros de plomo, fierro fundido y tubería de acero, fierro galvanizado y conduit y otros metales desnudos que son enterrados conectando uno con otro. El resultado será una pérdida enorme debido a corrosión de los metales por acción galvánica y una gran parte de esta - corrosión es el resultado del uso indiscriminado de metales -- disimilares que pudiera ser evitado.

T A B L A NUM. 1.-

SERIE GALVANICA.-

(Extremo corroible o anódico)

Magnesio

Aluminio

Dura-aluminio

Zinc

Cadmio

Fierro

Fierro al cromo

Cromo-niquel

Estaño

Plomo

Niquel

Latones

Aleaciones cupro niquel

Cobre

Cromo fierro

Cromo niquel fierro

Plata

Oro

Platino

(Extremo protegido o catódico)

De esta tabla los grupos que han sido separados por las líneas, pueden ser acoplados con seguridad sin que haya algún efecto corrosivo entre ellos.

#### PROTECCION CATODICA.-

Para evitar el fenómeno de corrosión de estructuras de acero enterradas, se utiliza el procedimiento de protección catódica en el cual se aplica a la estructura una cantidad de corriente tal que evita la fuga de iones fierro hacia el terreno y de esa forma no existe una celda de concentración. Por cálculos prácticos se ha determinado que una densidad de corriente aplicada a un acero en un orden de un miliampere por pie cuadrado de superficie, es suficiente para evitar el fenómeno de corrosión y que la tubería quede totalmente protegida. Esta cantidad de corriente si la tubería es desnuda es de órdenes muy altos de forma que un diseño de protección catódica sería de alto costo. Para reducir estos costos a órdenes económicos, las tuberías enterradas se recubren utilizando materiales de distintos tipos.

Los principales recubrimientos que se usan con este objeto son:

1o.- Revestimiento de alquitrán de hulla reforzado con fibra de vidrio.

2o.- Cintas plásticas de polietileno.

3o.- Polietileno extruido sobre la tubería.

1.- Revestimiento de alquitrán de hulla reforzado con fibra de vidrio.

Este material tiene características dieléctricas magníficas y se aplica a espesores bastante grandes, del orden de  $3/32"$ . El proceso completo consiste en limpieza de la tubería por métodos manuales, aplicación de un primario plastificante que servirá de unión entre la pared metálica y el esmalte que se utiliza, y por último este esmalte al espesor aproximado de  $3/32"$  reforzado con una capa intermedia con tela de fibra de vidrio que se enrolla en la tubería. Se acostumbra poner sobre el esmalte una capa de cartón embebido en asfalto que protegerá contra fallas mecánicas al recubrimiento de alquitrán de hulla.

#### 2.- CINTAS PLÁSTICAS DE POLIETILENO.-

Con éxito se han usado también cintas plásticas de polietileno ya que tienen una buena resistencia dieléctrica. Estas cintas tienen como desventaja principal su poca resistencia mecánica de forma tal que al sepultar una tubería con el relleno de la zanja, pueden presentarse problemas de rotura de la cinta, que dejará un área descubierta con el consecuente aumento en requerimiento de corriente para el diseño de protección.

#### 3.- POLIETILENO EXTRUIDO.-

Este revestimiento también presenta muy buenas perspectivas dado que se aplica a espesores bastante fuertes del orden de  $1/8"$  y su resistencia mecánica es muy buena.

La protección catódica a tuberías enterradas se lleva a cabo por dos procedimientos: ánodos de sacrificio, - ya sea de magnesio, zinc ó aluminio y sistemas de corriente impresa, en el cual se utiliza un rectificador de corriente que imprime ésta a la tubería a través del terreno.

Los ánodos de sacrificio son barras metálicas principalmente de magnesio que se entierran en grupos en distintos puntos de la tubería en función de la cantidad de corriente que quiera drenarse. El uso del aluminio y el zinc está limitado a terrenos o medios de baja resistividad preferentemente a acuosos ya sea el mar, lagunas o en ríos.

Con los sistemas de corriente impresa no hay ninguna limitación en cuanto a la corriente que se quiere imprimir y solamente el efecto limitante es que en el punto de drenaje donde el polo negativo del rectificador se conecta con la tubería no debe sobrepasar de un potencial eléctrico de - 2.5 Volts ya que puede presentarse un fenómeno de concentración de hidrógeno que levantaría el recubrimiento.

Antes de efectuar un diseño de protección catódica es muy importante que la estructura que va a protegerse esté aislada - eléctricamente de otras estructuras ajenas a la de proyecto. Para esto se utilizan empaques de micarta recubiertos de neopreno que en función del tipo de conexiones o bridas que tenga la

instalación deberán seleccionarse. Existen empaques de esta clase para bridas cara plana, cara realzada, y anillo. Es muy importante entonces hacer la selección del tipo de junta y la presión de operación que tenga la línea a la cual se está instalando la protección catódica.

Otro factor muy importante en el diseño de la protección catódica es la resistividad que pueda tener el terreno donde la tubería esté instalada, ya que en función de ésta será la agresividad que tenga el medio y la conductividad que presente para el flujo de corriente. En la formación de las celdas galvánicas podemos considerar que los suelos pueden clasificarse en los tipos siguientes:

Suelos con resistividad hasta de 1,000 ohms por centímetro se consideraran muy agresivos.

De 1,000 ohms a 2,500 ohms se considerar agresivos.

De 2,500 ohms a 5,000 ohms se considerar poco agresivos.

De 5,000 ohms en adelante se consideran prácticamente no agresivos.

Generalmente un diseño de protección catódica se inicia con un levantamiento de resistividades a lo largo de la tubería para conocer las características del medio en que está sepultada. En ocasiones este procedimiento no se lleva a cabo sobre todo cuando las características de recubrimiento de la tubería son buenas. El sistema de protección catódica que se prefiere-

es el de corriente impresa ya que con él se protegerá una longitud mayor de línea que con el sistema de ánodos de sacrificio. Por otra parte el costo del sistema de corriente impresa es inferior al de ánodos de sacrificio ya que se proporciona corriente en un solo punto y no en varios puntos como sería necesario con el sistema de ánodos de magnesio.

El paso siguiente es efectuar una prueba de requerimiento de corriente aplicando ésta a la estructura y determinando la curva de atenuación de potenciales.

Esta prueba reflejará la calidad de aislamiento del recubrimiento y longitud que se protegerá con la corriente aplicada hasta el potencial eléctrico mínimo de protección de - 0.85 Volts referido a una media celda de cobre-sulfato de cobre.

Conocido el requerimiento de corriente y tomando en cuenta el equivalente electroquímico del metal de sacrificio y la resistividad del terreno, se calcula la cantidad de ánodos necesarios para cubrir dicho requerimiento.

La instalación se lleva a cabo como se ilustra en los -- diagramas anexos.

En el sistema de corriente impresa se utiliza el valor -- obtenido del requerimiento de corriente, calculando el rectificador necesario de acuerdo con la Ley de Ohm considerando todas las resistencias eléctricas que intervienen en el circuito.

En todo diseño de este tipo es muy importante verificar -  
que no existan interferencias interpuestas en el campo eléctri-  
co que serían perjudicadas.

- 0 - 0 - 0 - 0 - 0 - 0 -

México, D.F., a lo. de agosto de 1974.

B I B L I O G R A F I A .-

Steel Structures Painting Manual.- SSPC.- 1955

Principles and methods of corrosion control.- Amercoat -  
Corporation.- 1963.

Especificaciones generales para construcción de obras.- Norma  
3.132.01.- Pemex.- 1970.

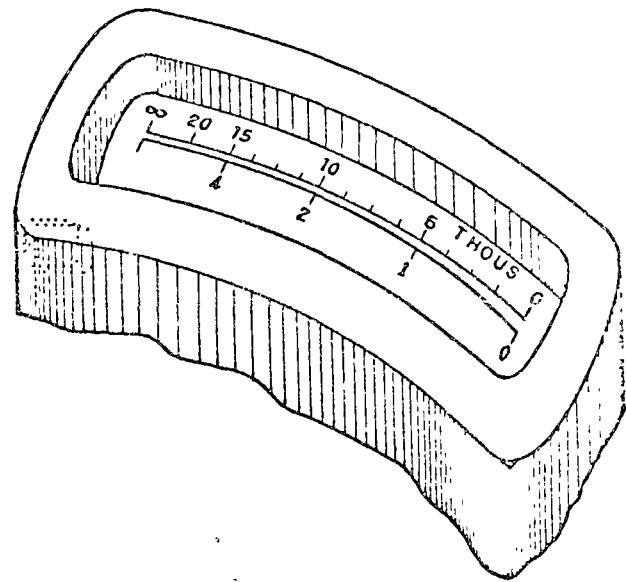
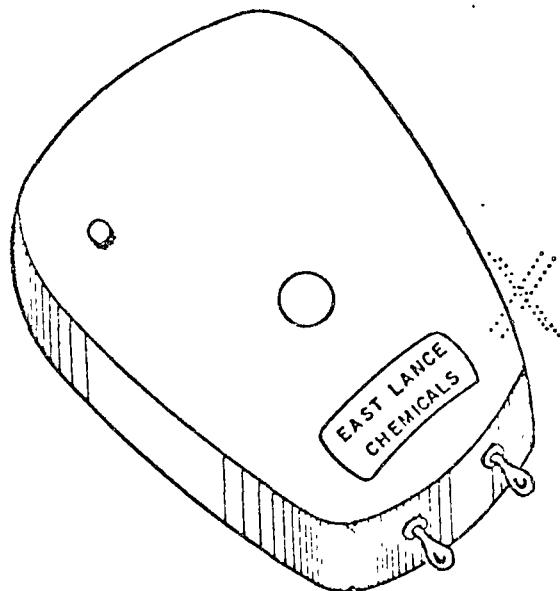
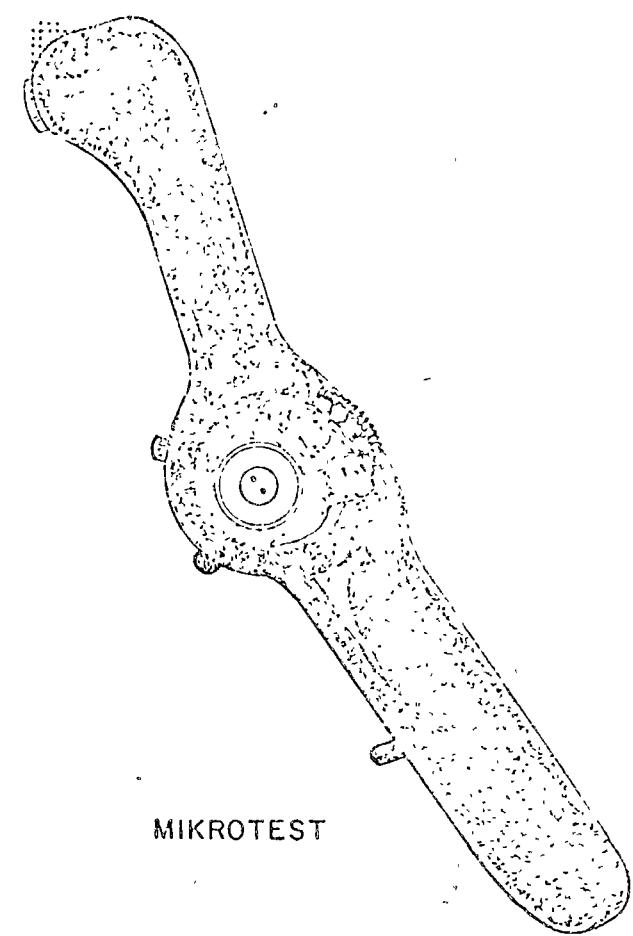
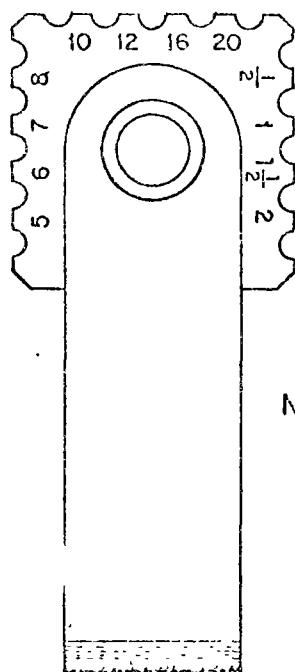
Especificaciones generales de protección catódica. Pemex. 1970.

ANEXOS:

FPT/gmv.-

SISTEMAS RECOMENDADOS PARA --  
DIFERENTES TIPOS DE EXPOSICION

CONDICION DE EXPOSICION	PREP. DE SUPERFICIE	TIPO DE RECUBRIMIENTO		ESPESOR TOTAL MILS
		PRIMARIO	ACABADO	
Ambiente seco	Manual	Alquidálico	Alquidálico	6
Ambiente húmedo	Chorro arena comercial	Alquidálico	Alquidálico	6
Ambiente salino	Chorro arena metal blanco	Inorgánico	Epóxico ó - Vinílico	6 - 8
Gases ácidos (exterior)	Chorro arena metal blanco	Inorgánico ó vinil-epóxico altos sólidos	Vinílico -	8 - 9
Inmersión agua salada o cruda en tanques	Chorro arena comercial	Epoxy-alquitrán de hulla	-	12 - 16
Idem agua potable	Chorro arena metal blanco	Vinil-epóxico	Vinílico altos sólidos	8 - 10



ELCOMETRO

TABLA No.1 CUADRO COMPARATIVO DE RECUBRIMIENTOS

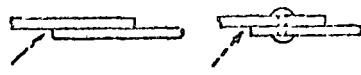
	(1) ALQUIDALES	(2) HULE CLORADO	(3) EFICACIAS	(4) VINILICAS	(5) ZINC INORGANICO	OBSERVACIONES
IMPERMEABILIDAD A LA HUMEDAD	POBRE	BUENA	BUENA	EXCELENTE	BUENA	
RESISTENCIA A PRODUCTOS ALCALINOS	MUY POBRE	BUENA	MUY BUENA	REGULAR	REGULAR	(1) ATACAN AL RECUBRI- MIENTO (5) APLICA AL RECUBRI- MIENTO PERO NO LO ATACA
ADHERENCIA A SUPERFICIES METALICAS	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	EXCELENTE	(2-3-4-5) REQUIEREN LIMPIEZA MINUCIOSA
SENSIBILIDAD A CONTAMINACION	POBRE	MUY SENSIBLE	MUY SENSIBLE	MUY SENSIBLE	SENSIBLE	
TIPO DE FALLA EN MEDIO CORROSIVO	SAPONIFICACION	PERDIDA DE ADHERENCIA ANPOLLAMIENTO	ANPOLLAMIENTO	PERDIDA DE ADHERENCIA ANPOLLAMIENTO	NINGUNA	
RESISTENCIA QUIMICA	POBRE	BUENA	MUY BUENA	MUY BUENA	POBRE	
RESISTENCIA A $H_2O$	REGULAR	BUENA	BUENA	EXCELENTE	EXCELENTE	(3) APLICARSE A ESPESORES MAYORES DE 0.012"
CONTINUIDAD Y ESPESOR	ESPESORES GRUESOS APROX 8 mm	ESPESORES DELGADOS POR MANO	ESPESORES GRUESOS DE 8 mm.	ESPESORES DE 5.7 mm	ESPESORES DE 3.5 mm.	
PROPIEDADES FISICAS	INICIALMENTE BLANDO ENCUER- CE BAJO INTEN.	DUPLO	DURÓ Y RESISTENTE " "	EXCELENTE	EXCELENTE RESISTENCIA A LA ABRASION	(3) ALGUNOS TIPOS SON QUEBRADIZOS.
RESISTENCIA A INTEMPERISMO	BUENA; CALEO LIGERO	REGULAR; CALEO MODERADO	BUENA CALEO CONSIDERABLE	MUY BUENA	EXCELENTE	(3) SE DECOLORA
RESISTENCIA A SOLVENTES	MUY BUENA	REGULAR	EXCELENTE	REGULAR	EXCELENTE	(4) RESISTE ALGUNOS HIDRO- CARBUROS Y ALCOHOLES, NO ASIESTERES Y CETONAS.
RESISTENCIA A TEMPERATURA	180°C	160°C MAXIMO	180°F MAXIMO	160°F MAXIMO	EXCELENTE HASTA 500°C	(5) EXCELENTE EN RANGOS DE 500°C, SI SE RECUERZA CON PINTURA A BASE DE SILICONES.

PARA UNA OBRA NUEVA

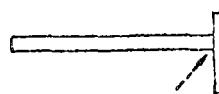
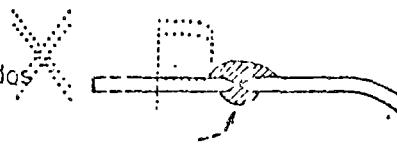
FORMA CORRECTA

FORMA INCORRECTA

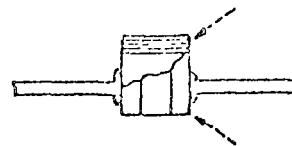
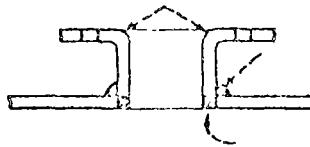
- 1- Especíquese soldadura o tope en la forma indicada en la figura correcta y evítese los trastajes y remaches.



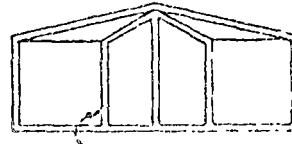
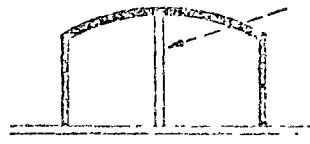
- 2- Especíquese acabados redondeados y evítense hendeduras



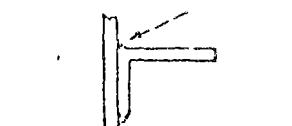
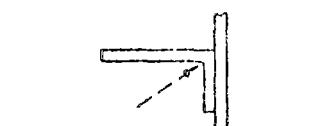
- 3- Especíquese orificios sobrados y con salientes redondeadas.



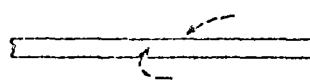
- 4- Especíquese cúpula elíptica en tanques de almacenamiento.



- 5- Si es necesario usar columnas, que sean de tipo tubular



- 6- Evítese todo tipo de construcción que forme hendeduras o cavidades.



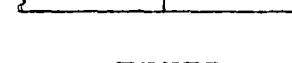
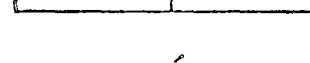
- 7- Elementos tensores deberán ser colocados en el exterior del tanque.



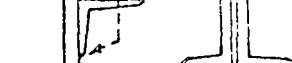
- 8- Todas las salpicaduras de soldadura deberán ser eliminadas.



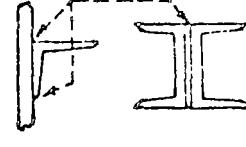
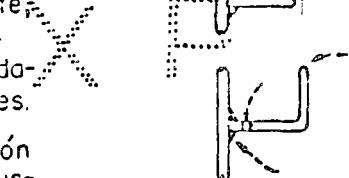
- 9- Toda soldadura deberá estar libre de poros, agrietamiento y cortes bajo la soldadura.



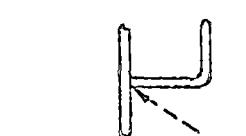
- 10- Todas las soldaduras deberán ser pulidas hasta remover partes pronunciadas.



- 11- Evítese usar en el interior de tanques fierro estructural como ángulo, canal etc unidos uno a otro o al envolvente, como muestra la figura incorrecta. Si es inevitable relléñese con soldadura hendeduras y partes inaccesibles.



- 12- Evítese cualquier tipo de construcción que pueda ocasionar trampas de sustancias almacenadas en recipientes.



PARA REPARACIONES

FORMA CORRECTA

FORMA INCORRECTA

Elimíñese del exterior del envolvente de tanques partes como lo que se muestra en la figura incorrecta. Son innecesarios.

Para elementos de fierro estructural colocados en el interior de tanques — especifíquese que todas las hendeduras y partes inaccesibles sean selladas con soldadura.

Todos los traslapos deberán ser sellados interior y exterior, con soldadura.

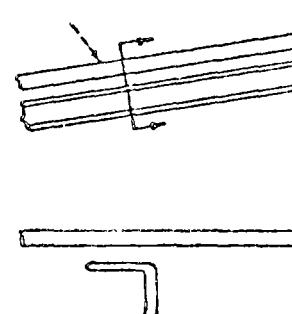
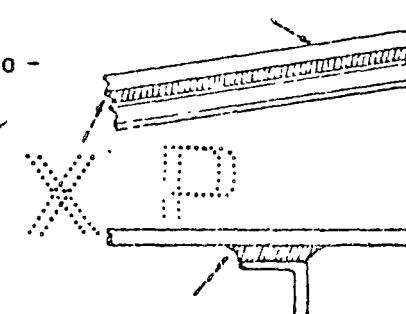
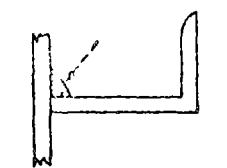
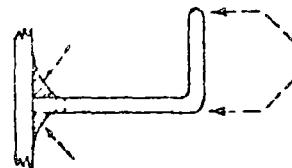
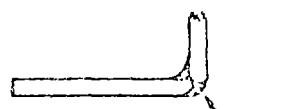
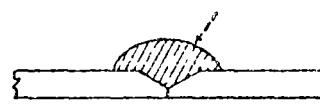
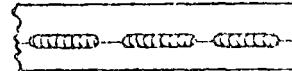
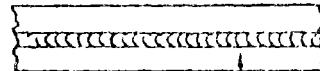
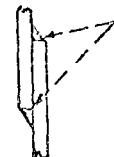
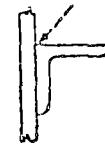
Todas las salpicaduras de soldadura — deberán ser eliminadas.

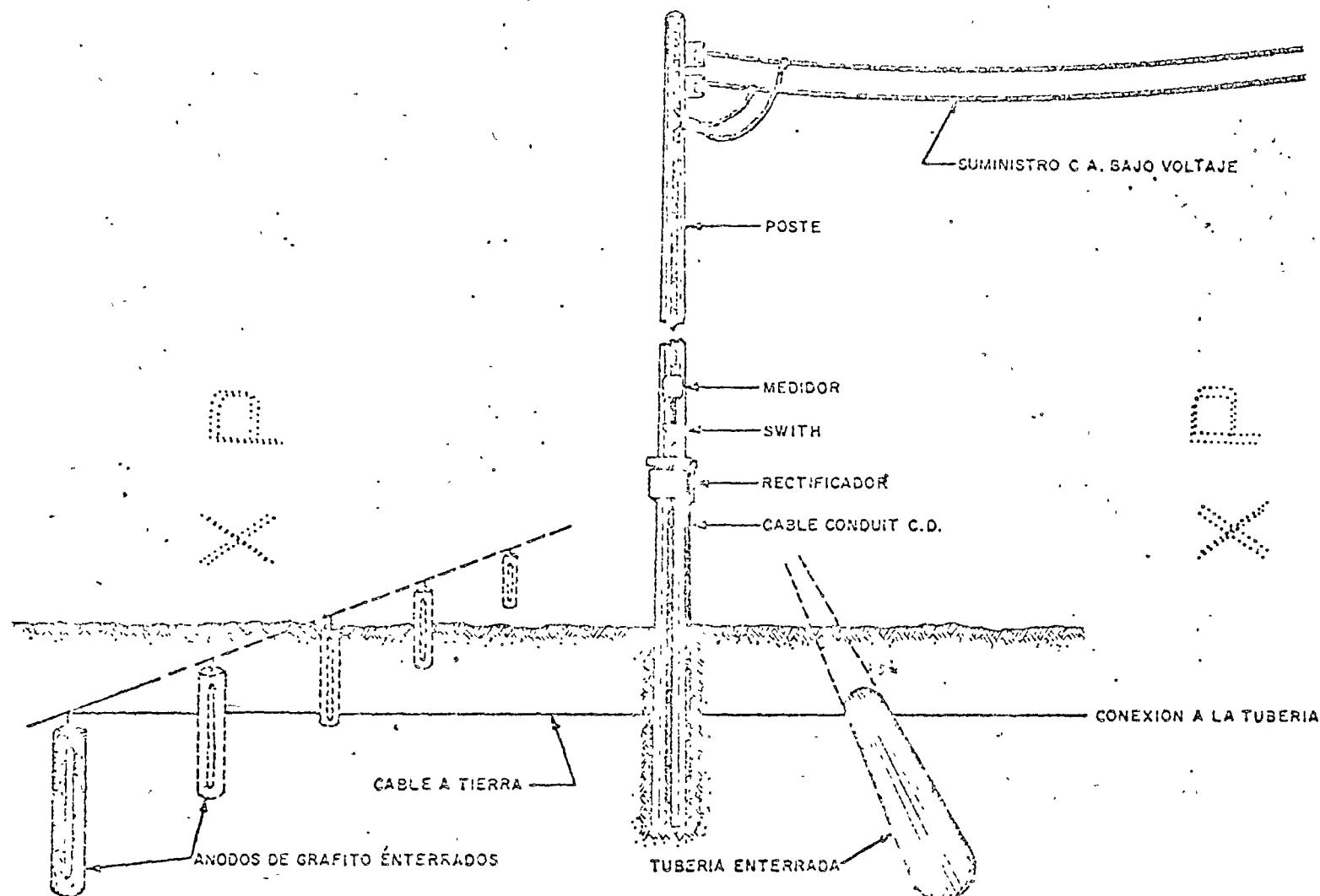
Todas las soldaduras deberán ser pulidas hasta eliminar puntos pronunciados.

Esquinos pronunciados deberán ser redondeados.

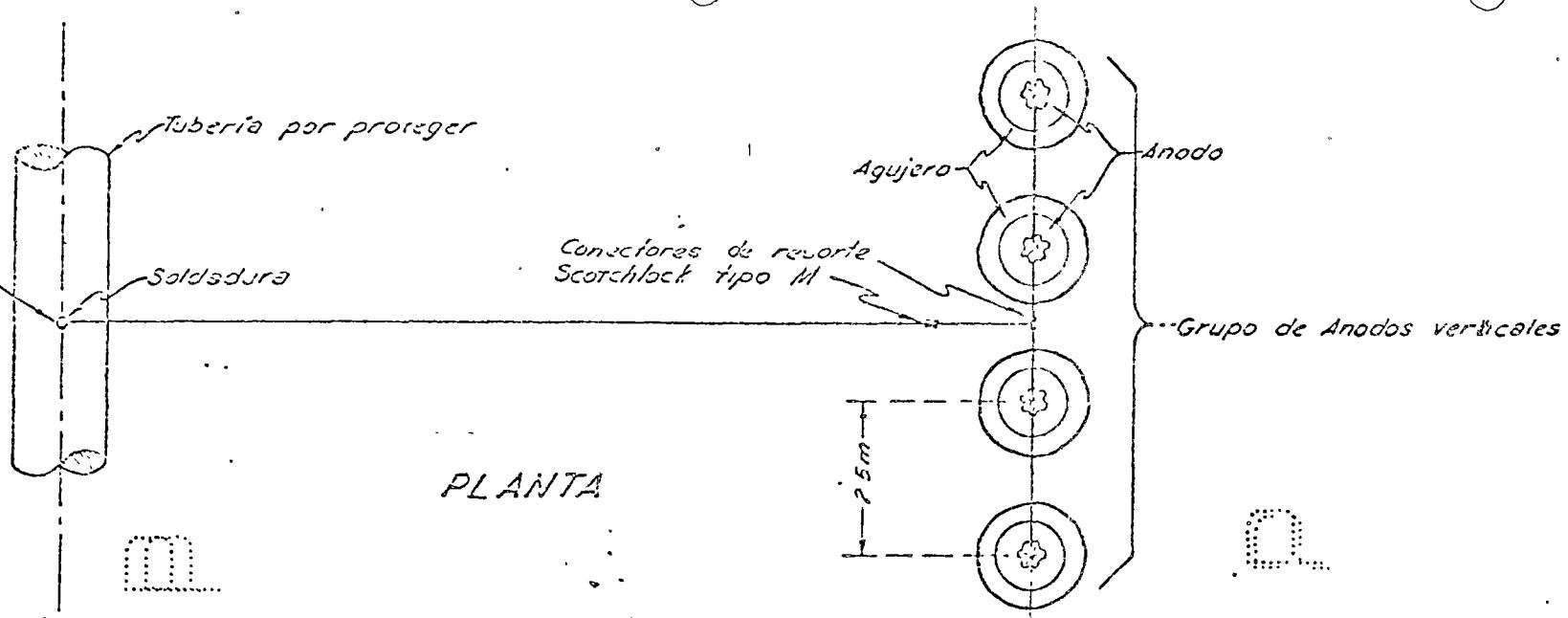
Cavidades y secciones con hendeduras deberán tener una perforación — para drenar como se muestra en la figura correcta.

Use mastiques apropiados para — rellenar grietas y cavidades.

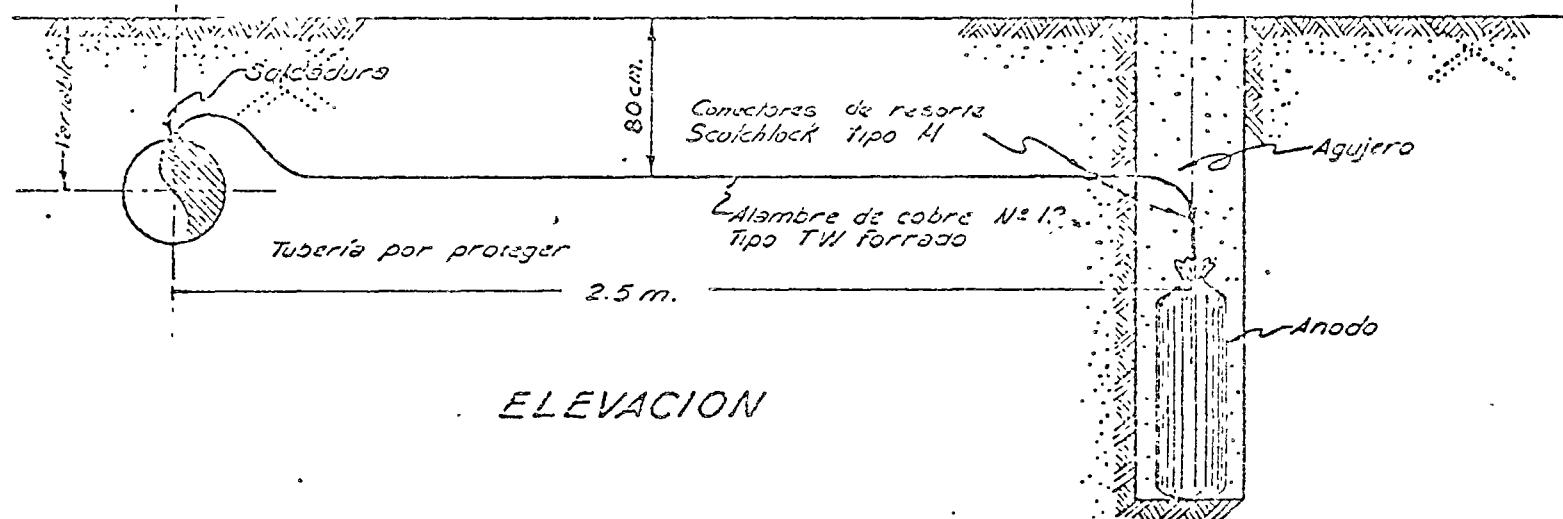




Archos postensos a los Soldados  
con L smalte o de algodon de hilo



PLANTA

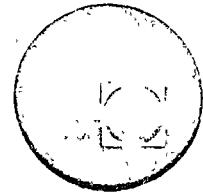


ELEVACION





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



## EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

### Repación de Estructuras de Acero

Ing. Oscar de Buen

## EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES.

### ESTRUCTURAS DE ACERO

La ventaja principal del acero como material estructural es su alta resistencia a la tensión, compresión o cortante, que permite obtener elementos, vigas y columnas, de dimensiones pequeñas y, sin embargo, con elevada capacidad de carga.

Su costo relativamente alto en comparación con el de otros materiales hace que para que las estructuras de acero sean competitivas deban diseñarse utilizando la menor cantidad de material posible compatible con un comportamiento adecuado. Esta necesidad se manifiesta en los perfiles laminados o en las secciones formadas por placas soldadas con las que se harán las estructuras, así como en el diseño y construcción de éstas.

Tomemos como ejemplo una sección I, laminada o hecha con placas soldadas, que se utiliza fundamentalmente para trabajos de viga, en el que la flexión es predominante; para que la sección sea eficiente debe concentrarse la mayor cantidad posible de material a la distancia máxima del eje de flexión, lo que se logra utilizando un alma delgada y aporaltada y patines alejados uno del otro y de paredes delgadas, ya que así se obtienen momentos de inercia y módulos de sección, respecto al eje de flexión, grandes para una cantidad dada de material pero, al mismo tiempo, se llega a una sección formada por elementos planos de paredes delgadas y con un momento de inercia pequeño respecto al eje perpendicular al de la flexión, en la que pueden ser críticos problemas de pandeo local o de pandeo lateral por flexotorsión.

Para obtener estructuras más ligeras se han desarrollado en los últimos años métodos de análisis que permiten utilizar la resistencia del acero de una manera más racional que la lograda por medio del análisis clásico tradicional, y procedimientos para unir los elementos componentes de una estructura de manera eficiente y económica.

Los métodos de unión mas utilizados en las estructuras de acero modernas son los pernos de alta resistencia, poco empleados todavía entre nosotros, y la soldadura, que permite obtener estructuras continuas sin la pérdida de área producida por los agujeros de tornillos o remaches y reduciendo a un mínimo el material secundario necesario para las conexiones.

Todo lo anterior hace que las estructuras de acero estén formadas por miembros esbeltos, compuestos por placas de relación ancho/grueso elevada, que tienen el peligro de ser poco rígidas bajo cargas de trabajo y cuya falla puede presentarse, si durante el diseño y la construcción no se presta la debida atención a los detalles, por defectos en las juntas o por fenómenos de inestabilidad.

ESTADOS LÍMITE. De la discusión anterior se concluye que los estados límite de servicio mas probables en estructuras de acero son los de deformaciones o vibraciones excesivas (en ocasiones pueden presentarse estados límite correspondientes a fenómenos de corrosión), y los de colapso los ocasionados por fallas en conexiones, sea por mal diseño, fabricación defectuosa o una combinación de ambos factores, y los de inestabilidad, que puede ser local (pandeo de almas o patines de perfiles laminados o hechos con placas), de miembro (columna, viga) o de conjunto, de toda la estructura.

En estructuras ligeras para cubiertas es tambien una causa frecuente de falla la presencia de sobrecargas excesivas.

El diseño y la construcción, o la revisión y, en su caso, la reparación o el refuerzo de una estructura deben hacerse teniendo en cuenta los estados límite mencionados.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO. Si durante el diseño no se presta la debida atención el cálculo de deformaciones y a la manera de reducirlas cuando sean excesivas, o si se violan las suposiciones de partida y se construye una estructura menos rígida que la proyectada, es posible que el resultado final sea una

estructura excesivamente deformable, que vibre de manera molesta bajo cargas móviles usuales o que se desplace lateralmente cantidades excesivas bajo el efecto de fuerzas horizontales accidentales. Este segundo punto se advierte al estudiar el comportamiento de estructuras de acero sometidas a sismos importantes: generalmente no resienten daños estructurales de importancia, pero experimentan con frecuencia deformaciones muy grandes que producen la destrucción total o parcial de muros divisorios, canceles, etc.

Para reducir los desplazamientos laterales a límites tolerables sin incrementar de manera importante el costo suele ser conveniente emplear contraventos o muros de rigidez que proporcionen al edificio resistencia y rigidez adecuadas. Desde luego, cuando se use este procedimiento debe recordarse que los marcos más rígidos deben resistir una mayor proporción de las fuerzas horizontales, por lo que el aumento en rigidez tiene que estar acompañado por un aumento correspondiente en resistencia.

ESTADOS LIMITE DE FALLA. Los casos más frecuentes de colapso de estructuras de acero se presentan durante el montaje, y suelen deberse a descuidos en la secuela de colocación de los elementos estructurales que hacen que en ciertos momentos aumente peligrosamente la probabilidad de que se presente una falla de alguno de los tipos mencionados. Por ejemplo, en estructuras fabriles es común proporcionar la resistencia por medio de marcos rígidos en una dirección exclusivamente y utilizando elementos libremente apoyados y contraventos en la otra; un retraso en la colocación de esos contraventos puede ser causa, y lo ha sido con alguna frecuencia, de una falla total o parcial durante alguna de las etapas del montaje.

Otra causa frecuente de problemas durante el montaje o inmediatamente después de él, ocasionada generalmente por la falta de una supervisión adecuada, se presenta cuando se colocan las cargas de pisos, techos y acabados cuando las conexiones de campo no están completamente terminadas.

Las fallas de estructuras en servicio son ocasionadas en la gran mayoría de los casos por juntas mal diseñadas o construidas, fenómenos de inestabilidad o sobrecargas excesivas.

Una junta defectuosa puede tener resistencia suficiente para soportar las solicitudes normales de trabajo pero fallar bajo sobrecargas adicionales de poca importancia; ésta ha sido la causa del colapso de algunas estructuras ligeras, principalmente techos, que después de años de servicio fallan cuando se encuelgan de ellas instalaciones adicionales o cuando se colocan nuevos rellenos en la cubierta para corregir pendientes defectuosas que eran causa de filtraciones de agua.

En los últimos años han fallado en la ciudad de México varias cubiertas de estructura de acero y lámina de asbesto o metal durante granizadas intensas, a causa de la acumulación de cantidades importantes de granizo (este tipo de falla se presenta sobre todo en estructuras cuya forma es tal que el granizo se acumula en zonas críticas; así, son más vulnerables las cubiertas en diente de sierra que los arcos o las de dos aguas); sin embargo, las mismas granizadas no han ocasionado problemas en cubiertas construidas con materiales que producen un peso propio elevado. Esto se debe a que en estructuras pesadas el granizo ocasiona un incremento de carga que es un porcentaje pequeño de la total y queda cubierto -- por los coeficientes de seguridad empleados en el diseño, mientras que en cubiertas muy ligeras el mismo incremento de peso puede duplicar la carga y ocasionar el colapso.

## DESCRIPCION DE CASOS REALES

### EDIFICIOS DANADOS EN EL SISMO DEL 28 DE JULIO DE 1957

EDIFICIO DE LA LATINOAMERICANA, EN LA CLORIETA DE COLON DEL PASEO DE LA REFORMA (Hoy Edificio de Bonos del Ahorro Nacional). Se construyó en una época en que se extrapolaron los métodos de análisis y diseño válidos para edificios de 3 ó 4 pisos a estructuras de 10 ó más niveles. Así, el diseño se hizo para cargas verticales exclusivamente, y en la estructuración no se tuvo en cuenta la necesidad de resistir fuerzas horizontales. El resultado fue una estructura cuyas columnas estaban colocadas donde parecía más conveniente para soportar las cargas verticales y en la que las conexiones entre vigas y columnas eran incapaces de transmitir momentos de alguna consideración. Además, el edificio tenía gran cantidad de muros interiores de tabique recocido, distribuidos de acuerdo con los requisitos arquitectónicos y sin prestar ninguna atención a fenómenos como torsiones producidas por una distribución irregular de rigideces, concentración de efectos de las fuerzas horizontales en zonas de mayor densidad de muros, etc. La estructura era romachada.

El temblor produjo la falla de buen número de muros divisorios y daños importantes en varias columnas, sobre todo en zonas de gran rigidez que carecían de la resistencia adecuada. No se produjo el colapso, pero había columnas que presentaban desplazamientos laterales permanentes del orden de 30 ó 40 cm.

Una revisión de la estructura llevó a la conclusión de que el refuerzo de las vigas y columnas que la formaban, por medio de placas u otros perfiles de acero soldados a ellas, resultaba sumamente difícil y costoso, por lo que se decidió reforzarla recubriendo la estructura original con concreto reforzado. Además, para reducir las torsiones y fenómenos semejantes que fueron uno de los motivos importantes de su mal comportamiento bajo solicitudes sísmicas se demolió parte del edificio para lograr una mejor distribución de cargas, rigideces y resistencias.

EDIFICIO ATLAS (SAN JUAN DE LETRAN E INDEPENDENCIA). Construido en la misma época que el de la Latinoamericana, también con estructura de acero remachada, adolecía de defectos semejantes. Sin embargo, tenía una ventaja importante: la forma regular del terreno, rectangular, condujo en forma natural a una estructura compuesta por dos familias de marcos mutuamente perpendiculares y de rigideces uniformes, en la que no se presentaron torsiones y en la que las fuerzas sísmicas se distribuyeron uniformemente entre los distintos marcos: Como una consecuencia, el edificio no sufrió daños estructurales de ninguna clase, pero su flexibilidad excesiva ocasionó la destrucción de buen número de muros divisorios, ventanas, etc.

Fué posible reforzarlo por medio de contraventos de perfiles de acero que le proporcionaron mayor resistencia ante fuerzas horizontales y rigidez suficiente para proteger los elementos no estructurales.

CINE ENCANTO (SERAPIO RENDON, COLONIA SAN RAFAEL). Las armaduras de acero del techo cayeron sobre el salón principal del cine, y hubiesen ocasionado un número considerable de víctimas si el temblor hubiese tenido lugar durante una función.

El colapso se debió a la falla del anclaje entre las armaduras y los muros de mampostería reforzada con columnas y trabes de concreto que las soportaban. (Muy semejante fué la causa de la caída del Angel, en el Monumento a la Independencia).

HOSPITAL DE PEDIATRIA, CENTRO MEDICO. Originalmente proyectado para Hospital de Nutrición, fué cambiado a Pediatría cuando el I.M.S.S. compró el Centro Médico.

Se le hicieron modificaciones, una de las cuales consistió en ampliar todas las plantas de la torre por medio de vigas en voladizo, soldadas a columnas que en el diseño original eran de fachada. Las columnas eran rectangulares huecas, blindadas con cuatro placas soldadas, y estaban provistas de atiesadores horizontales soldados a tres de los lados, pero no a la placa exterior. Las fuerzas de tensión

aplicadas por la cuerda superior de las armaduras en voladizo ocasionaron deformaciones de esa placa y fractura de las soldaduras entre ella y las demás. Fue necesario reforzar la unión mediante placas y soldaduras de tapón.

ARCOS DE LA CUBIERTA DE UNA TIENDA EN LA CIUDAD DE MEXICO. Por falta de contraventeo adecuado sufrieron desplazamientos laterales grandes, que podrían haber originado eventualmente un colapso de la estructura. Se enderezaron por medio de gatos y se colocó después el contraventeo necesario.

ARCOS DE UNA BODEGA. Se proyectaron originalmente como arcos triangulados pero posteriormente, por requisitos arquitectónicos, se quitaron las diagonales y quedaron como arcos Vierendeel. No se revisó la flexión local en las cuerdas debido al trabajo como Vierendeel, el que ocasionó el colapso de 4 ó 5 arcos durante la colocación de la lámina. El refuerzo consistió en volverlos a convertir en arcos triangulados.

CUBIERTA PARA UNA IGLESIA. Se trataba de una cubierta con armaduras de acero de cuerdas paralelas y una losa de concreto con relleno para dar pendientes para desague. La cuerda comprimida de las armaduras, formada por dos ángulos espaldada con espalda, se diseñó con las propiedades geométricas del perfil compuesto, pero por una omisión durante la fabricación no se colocaron los elementos de unión entre los ángulos, necesarios para hacerlos trabajar de la manera supuesta. Se pandearon algunas cuerdas pero no se presentó un colapso. Se restituyó la geometría original de la estructura, utilizando gatos, y se colocaron los elementos de ligas faltantes. Fue también necesario reforzar o sustituir algunos de los ángulos pandeados que quedaron muy dañados.

# Weldability and Welding Procedure

## 1. INTRODUCTION

Ordinarily, a correctly designed joint and properly made weld do not require special procedures to prevent cracks during welding or in service. The need for special procedures increases, however, with heavy plate structural members and is growing with the expanding use of steels having greater amounts of alloying elements in their chemistry.

This section first provides some insight into the factors that promote weld cracking and makes suggestions for welding procedures to correct or prevent a cracking problem. This section then will present a comprehensive discussion of when to use preheating to eliminate or prevent cracking. It will also present a new approach to establishing the preheat and interpass temperature, based on the heat input of the welding procedure, the critical cooling rate (determined by the chemistry of the steel), and the joint geometry, particularly the plate thickness.

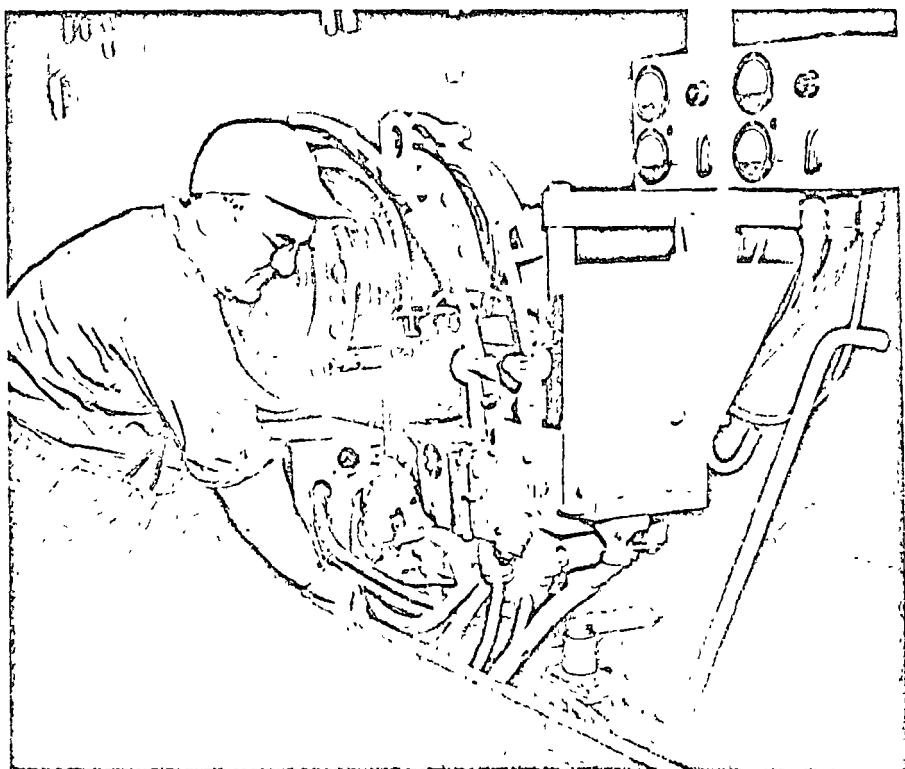
Tandem-arc and other modern automatic welding equipment have revolutionized the shop fabrication of large bridge girders, built-up columns, and other special structural members. The welding of thick plates, or of higher-strength alloys, may require preheating or other measures not needed with the more common mild steels.

## 2. WELDABILITY

Most steels can be commercially arc welded, with good results—sound, strong welded joints. The "weldability" of a metal refers to the relative ease of producing a satisfactory, crack-free, sound joint. A steel is said to be ideally weldable if the required weld joint can be made without difficulty or excessive cost.

Some steels are more suited to high-speed welding than others. Analysis of the electrode core wire is accurately controlled to produce good welds, but since the plate metal becomes part of the weld, control of the plate analysis is also important. When higher currents are used to get higher welding speeds, more of the plate metal mixes with the weld. If possible, select an easily welded steel that doesn't require expensive electrodes or complicated welding procedures. Table 1 gives a range of carbon steel analyses for maximum welding speed.

The commonly used mild steels fall within the

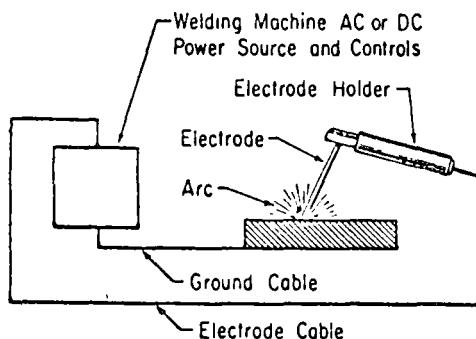


## The Shielded Arc Welding Process

In order to evaluate the weldability of steels, a limited knowledge of the basic arc welding process is advisable.

Welding consists of joining two pieces of metal by establishing a metallurgical bond between them. Many different welding processes may be used to produce bonding through the application of pressure and/or through fusion. Arc welding is a fusion process. The bond between the metals is produced by reducing to a molten state the surfaces to be joined and then allowing the metal to solidify. When the molten metal solidifies, union is completed.

In the arc welding process, the intense heat required to reduce the metal to a liquid state is produced by an electric arc. The arc is formed between the work to be welded and a metal wire or rod called the electrode. The arc, which produces a



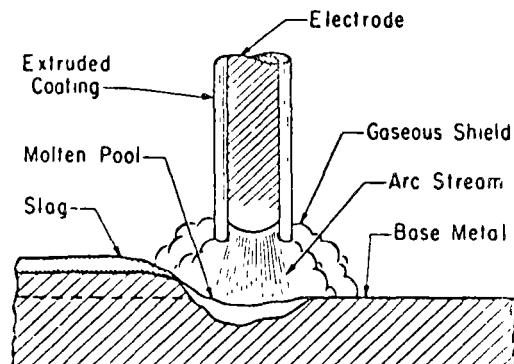
temperature of about 6500°F at the tip of the electrode, is formed by bringing the electrode close to the metal to be joined. The tremendous heat at the tip of the electrode melts filler metal and base metal, thus liquifying them in a common pool called a crater.\* As the areas solidify, the metals are joined into one solid homogeneous piece. By moving the electrode along the seam or joint to be welded, the surfaces to be joined are welded together along their entire length.

The electric arc is the most widely used source of energy for the intense heat required for fusion

\* For some applications, filler metal is deposited by a consumable welding electrode; for others, a "nonconsumable" electrode supplies the heat and a separate welding rod the filler metal.

welding. The arc is an electrical discharge or spark sustained in a gap in the electrical circuit. The resistance of the air or gas in the gap to the passage of the current, transforms the electrical energy into heat at extremely high temperatures. Electrical power consists of amperes and voltage. The amount of energy available is the product of the amperes and the voltage flowing through the circuit and is measured in watts and kilowatts. The energy used is affected by such variables as the constituents in electrode coatings, the type of current (AC or DC), the direction of current flow, and many others.

In all modern arc welding processes, the arc is shielded to control the complex arc phenomenon and to improve the physical properties of the weld deposit. This shielding is accomplished through various techniques: a chemical coating on the electrode wire, inert gases, granular flux compounds, and metallic salts placed in the core of the electrode. Arc shielding varies with the type of arc welding process used. In all cases, however, the shielding is intended: 1) to protect the molten metal from the air, either with gas, vapor or slag; 2) to add alloying and fluxing ingredients; and 3) to control the melting of the rod for more effective use of the arc energy.



The arc welding process requires a continuous supply of electric current sufficient in amperage and voltage to maintain an arc. This current may be either alternating (AC) or direct (DC), but it must be provided through a source which can be controlled to satisfy the variables of the welding process: amperage and voltage.

preferred analysis listed. Sulphur content of these steels is usually below 0.035%, although the specification limits permit as much as 0.050%.

Continued progress is being made in metallurgical control of steel, as well as in the development of welding processes, electrodes and fluxes. This tends to broaden the range of "weldability" with respect to steel analysis.

The six basic ASTM-specification construction steels usually do not require special precautions or special procedures.

However, when welding the thicker plates in even these steels the increased rigidity and restraint and the drastic quench effect makes the use of the proper procedure vitally important. In addition, thick plates usually have higher carbon content.

We also have an increase in the use of higher strength low alloy steels and the heat treated very high yield strength steels. These steels have some elements in their chemistry that exceed the ideal analysis, Table 1, for high speed welding.

Frequently pre-planned and proven welding procedures are required to assure the production of crack-free welds when joining thicker plates or the alloy steels. These procedures usually call for one or all of the following:

1. Proper bead shape and joint configuration.
2. Minimized penetration to prevent dilution of the weld metal with the alloy elements in the plate.
3. Preheating, controlled interpass temperature and sometimes even controlled heat input from the welding procedure to retard the cooling rate and reduce shrinkage stresses.

### 3. BASE PROCEDURE ON ACTUAL ANALYSIS

Published standard production welding procedures generally apply to normal welding conditions and the more common, "preferred analysis" mild steels.

When a steel's specification analysis falls outside the preferred analysis, the user often adopts a special welding procedure based on the *extremes* of the material's chemical content "allowed" by the steel's specification. However, since the chemistry of a specific heat of steel may run far below the top limit of the "allow-

TABLE 1—Preferred Analysis  
Of Carbon Steel for Good Weldability

Element		Normal Range, %	Steel Exceeding Any One of the Following Percentages Will Probably Require Extra Care
Carbon	C	.06 - .25	.35
Manganese	Mn	.35 - .80	1.40
Silicon	Si	.10 max	.30
Sulphur	S	.035 max	.050
Phosphorus	P	.030 max	.040

ables", a special procedure may not be required, or may require only a slight change from standard procedures and thereby minimize any increase in welding cost.

For optimum economy and quality, under either favorable or adverse conditions, the welding procedure for joining any type of steel should be based on the steel's *actual* chemistry rather than the *maximum* alloy content allowed by the specification. This is because a mill's average production normally runs considerably under the maximum limits set by the specification.

Usually a Mill Test Report is available which gives the *specific* analysis of any given heat of steel. Once this information is obtained, a welding procedure can be set that will assure the production of crack-free welds at the lowest possible cost.

### 4. WELD QUALITY

The main objective of any welding procedure is to join the pieces as required with the most efficient weld possible and at the least possible cost. "As required" means the weld's size and quality must be consistent with the service requirements. Excessive precautions to obtain unnecessary quality, beyond that needed to meet service requirements, serve no practical purpose and can be expensive.

Because it greatly increases cost without any benefit, inspection should not request the correction of slight undercut or minor radiographic defects such as limited scattered porosity and slag inclusions, unless thorough study shows such defects cannot be tolerated because of specific service requirements.

## Why Welds Crack and How to Prevent It

### 5. WELD CRACKS

A crack in a weld, however, is never minor and cannot be condoned. Good design and proper welding procedure will prevent these cracking problems:

1. weld cracks occurring during welding,
2. cracking in the heat affected zone of the base metal,
3. welded joints failing in service.

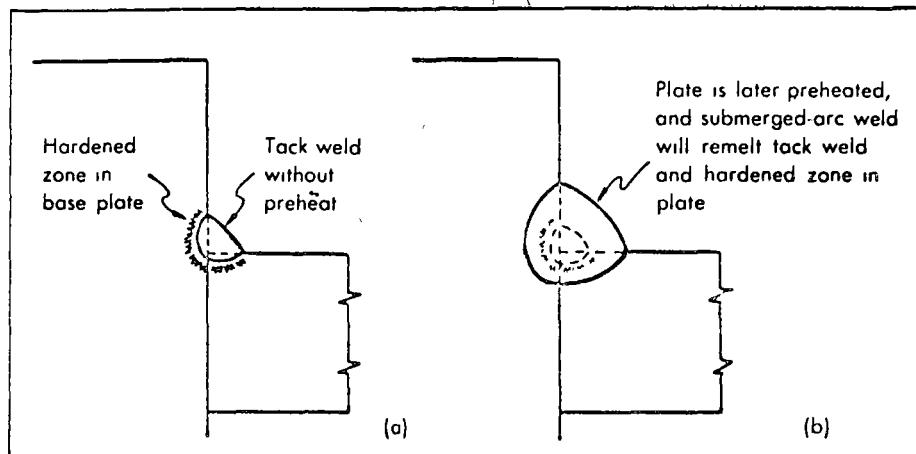


FIGURE 1

#### Factors that Affect Weld Cracking During Welding

1. *Joint Restraint* that causes high stresses in the weld.
2. *Bead Shape* of the deposited weld. As the hot weld cools, it tends to shrink. A convex bead has sufficient material in the throat to satisfy the demands of the biaxial pull. However, a concave bead may result in high tensile stresses across the weld surface from toe to toe. These stresses frequently are high enough to rupture the surface of the weld causing a longitudinal crack.

An excessively penetrated weld with its depth greater than its width under conditions of high restraint may cause internal cracks.

Both of these types of cracking are greatly aggravated by high sulphur or phosphorus content in the base plate.

3. *Carbon and Alloy Content* of the base metal. The higher the carbon and alloy content of the base metal, the greater the possible reduction in ductility of the weld metal through admixture. This contributes appreciably to weld cracking.

4. *Hydrogen Pickup* in the weld deposit from the electrode coating, moisture in the joint, and contaminants on the surface of the base metal.

5. *Rapid Cooling Rate* which increases the effect of items 3 and 4.

#### Factors that Affect Cracking in the Heat-Affected Zone

1. *High carbon or alloy content* which increases hardenability and loss of ductility in the heat-affected zone. (Underbead cracking does not occur in non-hardenable steel.)

2. *Hydrogen embrittlement* of the fusion zone through migration of hydrogen liberated from the weld metal.

3. *Rate of cooling* which controls items 1 and 2.

#### Factors that Affect Welded Joints Failing in Service

Welds do not usually "crack" in service but may "break" because the weld was of insufficient size to fulfill service requirements. Two other factors would be:

1. *Notch toughness*,\* which would affect the breaking of welds or plate when subjected to high impact loading at extremely low temperatures.

2. *Fatigue cracking*\* due to a notch effect from poor joint geometry. This occurs under service conditions of unusually severe stress reversals.

#### Items to Control

1. *Bead Shape*. Deposit beads having proper bead surface (i.e. slightly convex) and also having the proper width-to-depth ratio. This is most critical in the case of single pass welds or the root pass of a multiple pass weld.

2. *Joint Restraint*. Design weldments and structures to keep restraint problems to a minimum.

3. *Carbon and Alloy Content*. Select the correct grade and quality of steel for a given application, through familiarity with the mill analysis and the cost of welding. This will ensure balancing weld cost and steel price using that steel which will develop the lowest possible overall cost. Further, this approach will usually avoid use of inferior welding quality steels that have excessively high percentages of those elements that always adversely affect weld quality—sulphur and phosphorus.

Avoid excessive admixture. This can be accomplished through procedure changes which reduce penetration (different electrodes, lower currents, changing

\* Neither notch toughness nor fatigue cracking are discussed here. See Section 2.1, "Properties of Materials," Section 2.8, "Designing for Impact Loads, and Section 2.9, "Designing for Fatigue Loads."

polarity, or improving joint design such as replacing a square edge butt weld with a bevel joint.)

4. *Hydrogen Pickup.* Select low-hydrogen welding materials.

5. *Heat Input.* Control total heat input. This may include preheat, welding heat, heating between weld passes to control interpass temperature and post heating to control cooling rate. Control of heat input lowers the shrinkage stresses and retards the cooling rate helping to prevent excessive hardening in the heat-affected zone, two primary causes of cracking.

## 6. TACK WELDS

The American Welding Society's Building Code and Bridge Specifications both require any tack welds that will be incorporated into the final joint, to be made under the same quality requirements, including preheat, as the final welds.

However, this does not recognize the deep penetration characteristics of some welding processes, for example, submerged-arc. If the initial tack welds are relatively small compared to the first submerged-arc weld pass, they will be entirely remelted along with the adjacent heat-affected area in the plate.

In this case, no preheat should be required for small single pass tack welds unless the plates are so thick and restrained that the tack welds are breaking. See Figure 1. If the tack welds are breaking, the corrective measures previously listed relating to bead shape and weld throat should be applied with preheating called for as a last resort. It is always a good idea to use low-hydrogen welding materials for tack welding plates over 1 in. thick.

## 7. THINNER PLATE

Welds that join thinner plates rarely show a tendency to crack. The heat input during welding and lack of mass of the thinner plate create a relatively slow cooling rate. This, plus the reduced internal stresses resulting from a good weld throat to plate thickness ratio and the fact that the thinner plate is less rigid and can flex as the weld cools and shrinks, controls the factors that induce cracking. Cracking is almost never a factor on thinner plate unless unusually high in carbon or alloy content.

## 8. THICK PLATES

In the steel mill, all steel plates and rolled sections undergo a rather slow rate of cooling after being rolled while red hot. The red hot thick sections, because of their greater mass, cool more slowly than thin sections. For a given carbon and alloy content, slower

cooling from the critical temperature results in a slightly lower strength.

For the normal thicknesses, the mill has no difficulty in meeting the minimum yield strength required. However, in extremely thick mill sections, because of their slower cooling, the carbon or alloy content might have to be increased slightly in order to meet the required yield strength.

Since a weld cools faster on a thick plate than on

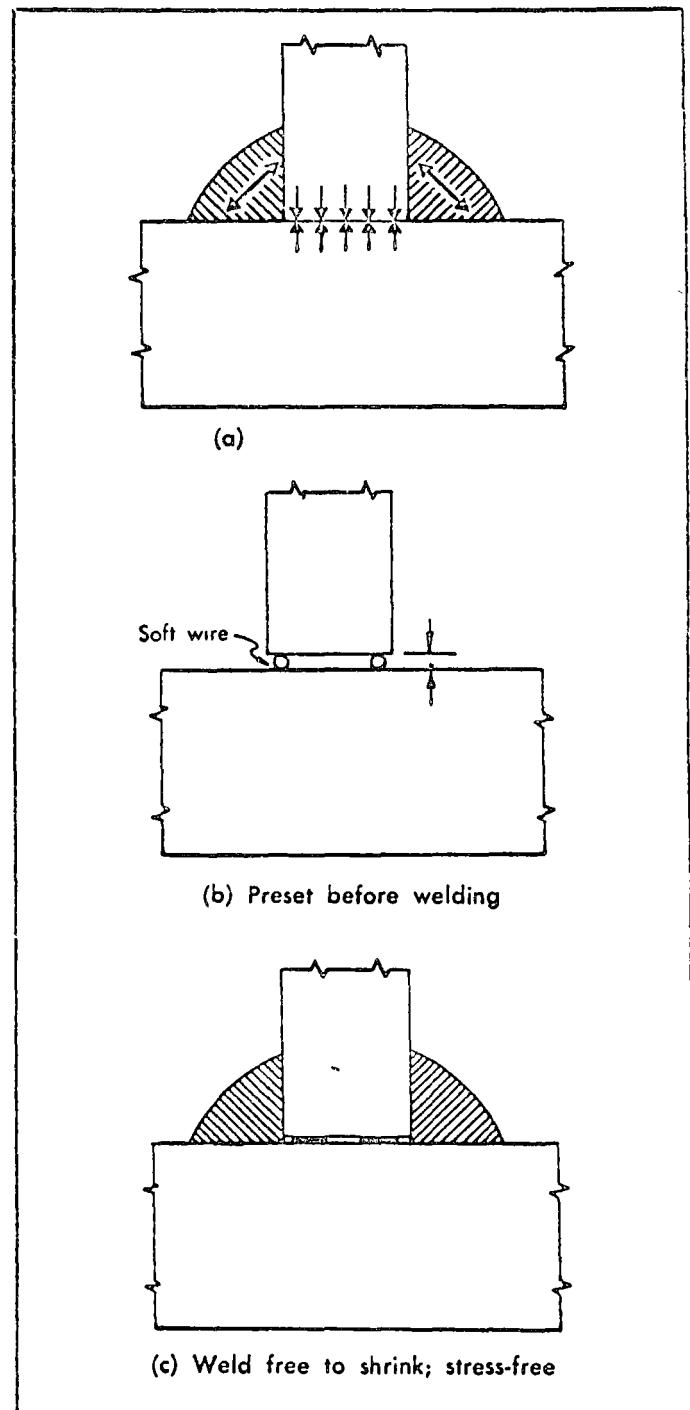


FIGURE 2

a thinner plate, and since the thicker plate will probably have a slightly higher carbon or alloy content, welds on thick plate (because of admixture and fast cooling) will have higher strengths but lower ductility than those made on thinner plate. Special welding procedures may be required for joining thick plate (especially for the first or root pass), and preheating may be necessary. The object is to decrease the weld's rate of cooling so as to increase its ductility.

In addition to improving ductility, preheating thick plates tends to lower the shrinkage stresses that develop because of excessive restraint.

Because of its expense, preheating should be selectively specified, however. For example, fillet welds joining a thin web to a thick flange plate may not require as much preheat as does a butt weld joining two highly restrained thick plates.

On thick plates with large welds, if there is metal-to-metal contact prior to welding, there is no possibility of plate movement. As the welds cool and contract, all the shrinkage stress must be taken up in the weld, Figure 2(a). In cases of severe restraint, this may cause the weld to crack, especially in the first pass on either side of the plate.

By allowing a small gap between the plates, the plates can "move in" slightly as the weld shrinks. This reduces the transverse stresses in the weld. See Figures 2(b) and 2(c). Heavy plates should always have a minimum of  $\frac{1}{32}$ " gap between them, if possible  $\frac{1}{16}$ ".

This small gap can be obtained by means of:

1. Insertion of spacers, made of soft steel wire between the plates. The soft wire will flatten out as the weld shrinks. If copper wire is used, care should be taken that it does not mix with the weld metal.

2. A deliberately rough flame-cut edge. The small peaks of the cut edge keep the plates apart, yet can squash out as the weld shrinks.

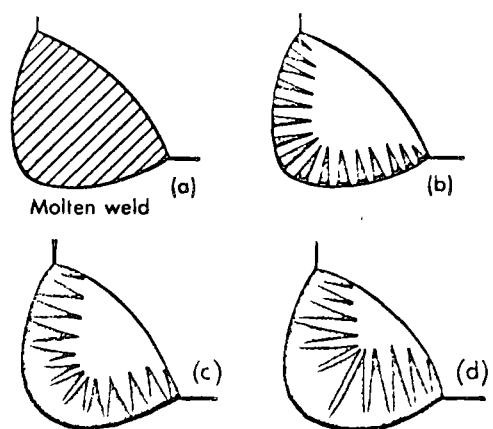


FIGURE 3

3. Upsetting the edge of the plate with a heavy center punch. This acts similar to the rough flame-cut edge.

The plates will usually be tight together after the weld has cooled.

#### Fillet Welds

The above discussion of metal-to-metal contact and shrinkage stresses especially applies to fillet welds. A slight gap between plates will help assure crack-free fillet welds.

Bead shape is another important factor that affects fillet weld cracking. Freezing of the molten weld Figure 3(a), due to the quenching effect of the plate commences along the sides of the joint (b) where the cold mass of the heavy plate instantly draws the heat out of the molten weld metal and progresses uniformly inward (c) until the weld is completely solid (d). Notice that the last material to freeze lies in a plane along the centerline of the weld.

To all external appearances, the concave weld (a) in Figure 4 would seem to be larger than the convex weld (b). However, a check of the cross-

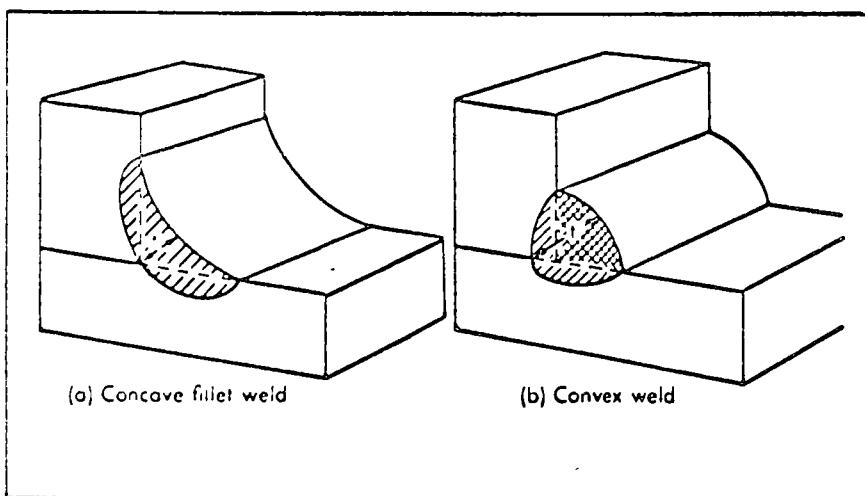


FIGURE 4

section may show the concave weld to have less penetration and a smaller throat ( $t$ ) than first thought; therefore, the convex weld may actually be stronger even though it may have less deposited metal (darker cross-section).

Designers originally favored the concave fillet weld because it seemed to offer a smoother path for the flow of stress. However, experience has shown that single-pass fillet welds of this shape have a greater tendency to crack upon cooling, which unfortunately usually outweighs the effect of improved stress distribution. This is especially true with steels that require special welding procedures.

When a concave fillet weld cools and shrinks, its outer face is stressed in tension, Figure 5(a). If a surface shrinkage crack should occur, it can usually be avoided by changing to a convex fillet (b). Here the

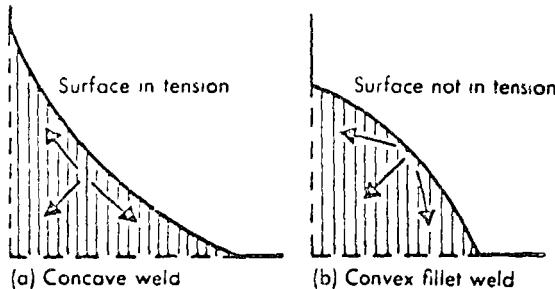


FIGURE 5

weld can shrink, while cooling, without stressing the outer face in tension and should not crack. For multiple-pass fillet welds, the convex bead shape usually applies only to the first pass.

For this reason, when concave welds are desired for special design considerations, such as stress flow, they should be made in two or more passes—the first slightly convex, and the other passes built up to form a concave fillet weld.

## 9. GROOVE WELDS

On heavy plate, it is usually the first (or root) pass of a groove weld that requires special precautions. This is especially true of the root weld on the back side of a double Vee joint because of the added restraint from the weld on the front side. The weld tends to shrink in all directions as it cools, but is restrained by the plate. Not only are tensile shrinkage stresses set up within the weld, but the weld frequently undergoes plastic yielding to accommodate this shrinkage.

Some idea of the possible locked-in stress and plastic flow of the weld may be seen in Figure 6. Imagine the plate to be cut near the joint, allowing the

weld to freely shrink (dotted lines). Then pull the plates back to the original rigid position that they would normally be in during and after welding (solid lines). This necessitates a stretching of the weld.

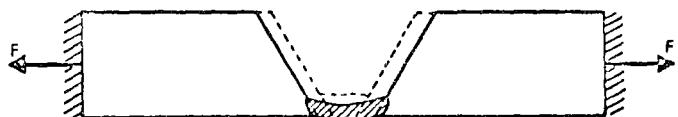


FIGURE 6

In actual practice all of this stretch or yielding can occur only in the weld, since the plate cannot move and the weld has the least thickness of the joint. Most of this yielding takes place while the weld is hot and has lower strength and ductility. If, at this time, the internal stress exceeds the physical properties of the weld, a crack occurs which is usually down the centerline of the weld.

The problem is enhanced by the fact that the first (or root) bead usually picks up additional carbon or alloy by admixture with the base metal. The root bead thus is less ductile than subsequent beads.

A concave bead surface in a groove weld creates the same tendency for surface cracking as described for fillet welds, Figure 7. This tendency is further increased with lower ductility.

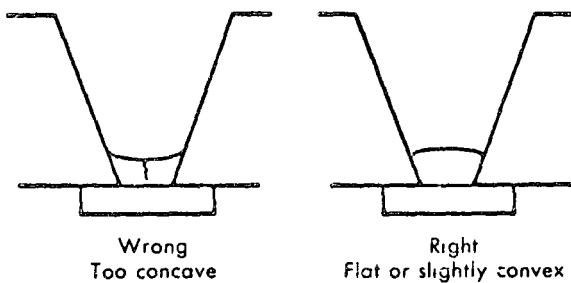


FIGURE 7

Increasing the throat dimension of the root pass will help to prevent cracking, use electrodes or procedures that develop a convex bead shape. Low hydrogen welding materials are sometimes useful and finally preheat can be specified. Obviously preheating should be adopted as a last resort since it will cause the greatest increase in weld cost.

The problem of centerline cracking can even occur in the succeeding passes of a multiple pass weld if the passes are excessively wide or concave. Corrective measures call for a procedure that specifies a narrower slightly convex bead shape, making the completed weld two or more beads wide, side by side, Figure 8.

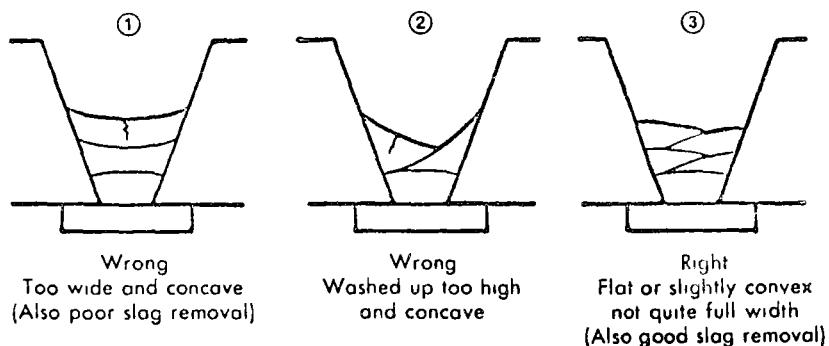


FIGURE 8

## 10. INTERNAL CRACKS AND WELD WIDTH TO DEPTH OF FUSION RATIO

Where a cracking problem exists due to joint restraint, material chemistry or both, the crack usually appears at the weld's face. In some situations, however, an internal crack can occur which won't reach the weld's face. This type of crack usually stems from the misuse of a welding process that can achieve deep penetration, or poor joint design.

The freezing action for butt and groove welds is the same as that illustrated for fillet welds. Freezing starts along the weld surface adjacent to the cold base metal, and finishes at the centerline of the weld. If, however, the weld depth of fusion is much greater than width of the face, the weld's surface may freeze in advance of its center. Now the shrinkage forces will act on the still hot center or core of the bead which could cause a centerline crack along its length without this crack extending to the weld's face, Figure 9(a).

Internal cracks can also result with improper joint design or preparation. Figure 9(b) illustrates the results of combining thick plate, a deep penetrating welding process, and a 45° included angle.

A small bevel on the second pass side of the double-V-groove weld, Figure 9(c), and arc gouging a groove too deep for its width, led to the internal crack illustrated.

Internal cracks can also occur on fillet welds if the depth of fusion is sufficiently greater than the face width of the bead, Figure 9(d).

Although internal cracks are most serious since they cannot be detected with visual inspection methods, a few preventive measures can assure their elimination. Limiting the penetration and the volume of weld metal deposited per pass through speed and amperage control and using a joint design which sets reasonable depth of fusion requirements are both steps in the right direction.

In all cases, however, the critical factor that helps control internal cracks is the ratio of weld width to depth. Experience shows that the weld width to depth of fusion ratio can range from a minimum of 1 to 1

to a maximum of 1.4 to 1.

$$\frac{\text{Width of Weld}}{\text{Depth of Fusion}} = 1 \text{ to } 1.4$$

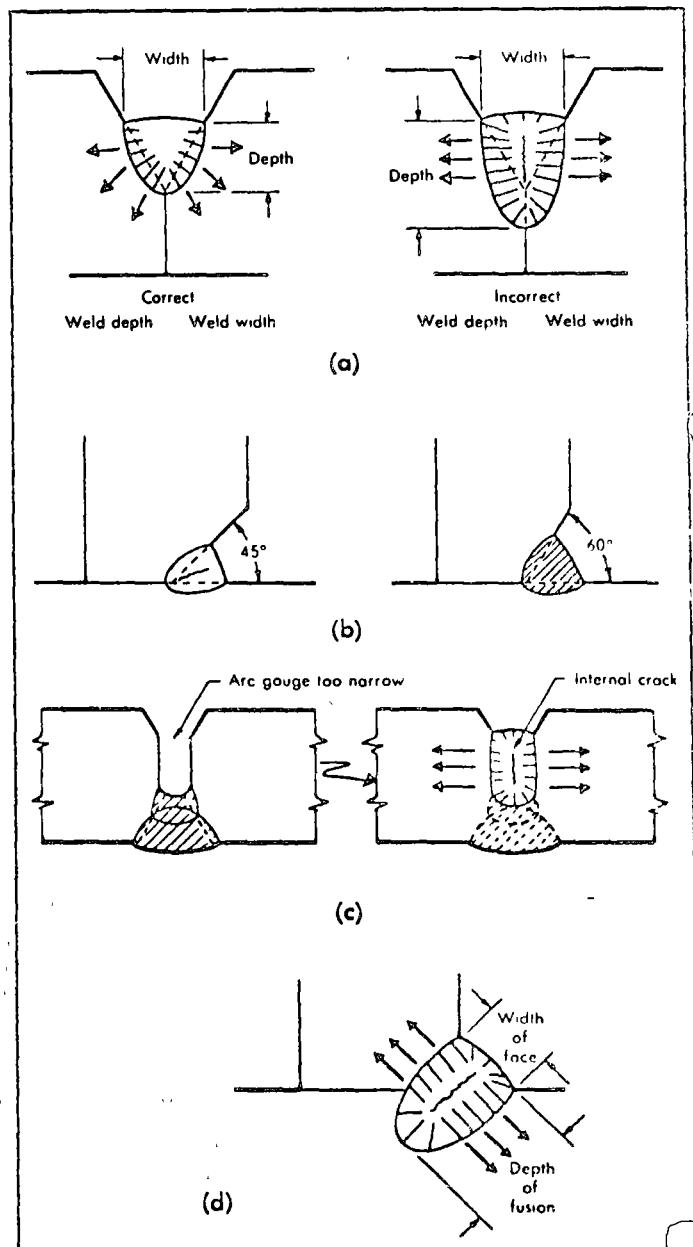


FIGURE 9

## 11. UNDERBEAD CRACKING

Underbead cracking is not a problem with the controlled analysis low carbon steels. This problem if it occurs is in the heat-affected zone of the base metal. It can become a factor with thick plate as the carbon or alloy content of the steel increases. As an example, this can occur with the heat treatable very high strength, high carbon low alloy steels like 4140 or 6150. The construction alloy steels which have over 100,000 psi tensile strength and are heat treated before welding, also can experience underbead cracking in thick plates. When armour plate was used, underbead cracking (toe cracks) was a problem. The point is that the problem is only important on hardenable steels.

Low-hydrogen processes should be used to join these materials since one cause of underbead cracking is hydrogen embrittlement in the heat-affected zone. Hydrogen in the welding arc, either from the electrode coating or from wet or dirty plate surfaces, will tend to be partially absorbed into the droplets of weld metal being deposited and absorbed into the molten metal beneath the arc.

As the welding arc progresses along the plate, the deposited hot weld metal (which has now solidified) and the adjacent base metal heated by the weld above the transformation temperature are both austenitic at this elevated temperature, and have a high solubility for hydrogen. Fortunately, a considerable amount of hydrogen escapes through the weld's surface into the air, however, a small amount may diffuse back through the weld into the adjacent base metal. (The rate of diffusion decreases with decreasing temperature.)

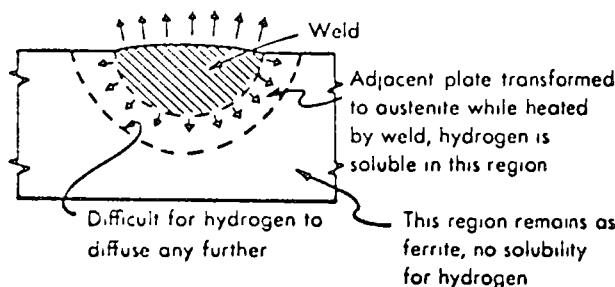


FIGURE 10

Beyond the boundary of the heat-affected zone, the base metal is in the form of ferrite, which has practically no solubility for hydrogen. This ferrite boundary becomes an imaginary fence, and the hy-

drogen tends to pile up here, going no farther. See Figure 10.

Upon further cooling, the heat-affected area transforms back to ferrite with almost no solubility for hydrogen. Any hydrogen present tends to separate out between the crystal lattice and builds up pressure. This pressure, when combined with shrinkage stresses and any hardening effect of the steel's chemistry, may cause tiny cracks. Since weld metal is usually of a lower carbon than the base plate, this trouble occurs mainly just beyond the weld along the austenite-ferrite boundary and is called "underbead cracking". See Figure 11. If some of these cracks appear on the

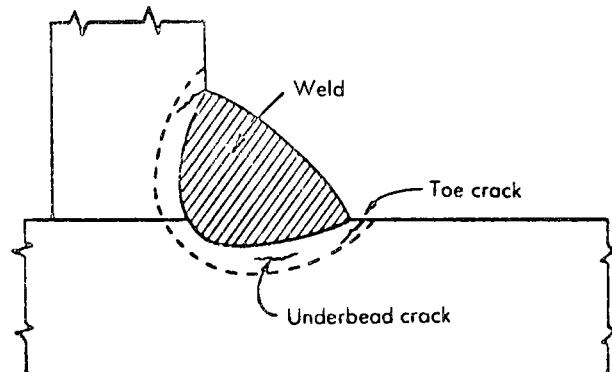


FIGURE 11

plate surface adjacent to the weld, they are called "toe cracks". Slower cooling by welding slower and pre-heating allows hydrogen to escape and helps control this problem.

The use of low-hydrogen welding materials eliminates the major source of hydrogen and usually eliminates underbead cracking.

## 12. SUMMARY ON CRACKING

The first requirement of any welded joint is to be crack-free. Cracking may occur in either the weld metal or the heat-affected zone of the base plates.

Most steels can be welded in the average plate thickness without worrying about weld cracking.

As plate thickness increases, and as the carbon and alloying content increase, weld cracks and underbead cracks may become problems and require special precautions for their control.

This necessitates in order of importance: a) good welding procedure, especially in respect to bead shape, control of admixture, b) reducing rigidity by intentional spacing of plates, c) use of low-hydrogen welding materials, and d) controlled cooling rate, including welding current and travel speed, and if needed control of preheat and interpass temperature.

# Joint Design

## 1. FACTORS AFFECTING PROCEDURES

For every welding job there is one procedure which will complete the joint at the lowest possible cost. The accomplishment of this task requires a knowledge of the factors affecting the type of weld to be performed.

The main factors to be considered are:

1. Type of joint to be made, included angle, root opening, and land (root face).
2. Type and size of electrode.
3. Type of current, polarity and amount (ampères).
4. Arc length (arc voltage).
5. Arc speed.
6. Position of welds (flat, horizontal, vertical, and overhead).

A large number of the above-mentioned factors can be determined by actually welding a sample joint. Such items as the type and size of electrode, polarity, current, arc characteristics, and shop techniques are best determined by the fabricator. The engineer must realize that these problems are present and should include them in his consideration of the joint designs.

Figure 1 indicates that the root opening (R) is

the separation between the members to be joined.

A root opening is used for electrode accessibility to the base or root of the joint. The smaller the angle of the bevel, the larger the root opening must be to get good fusion at the root.

If the root opening is too small, root fusion is more difficult to obtain and smaller electrodes must be used, thus slowing down the welding process.

If the root opening is too large, weld quality does not suffer but more weld metal is required; this increases weld cost and will tend to increase distortion.

Figure 2 indicates how the root opening must be increased as the bevel's included angle is decreased. Backup strips are used on larger root openings. All three preparations are acceptable; all are conducive to good welding procedure and good weld quality. Selection, therefore, is usually based on cost.

Root opening and joint preparation will directly affect weld cost (pounds of metal required), and choice should be made with this in mind. Joint preparation includes the work required on plate edges prior to welding and includes beveling, providing a land, etc.

In Figure 3a if bevel and/or gap is too small, the weld will bridge the gap leaving slag at the root. Excessive back gouging is then required.

Figure 3b shows how proper joint preparation and

FIGURE 1

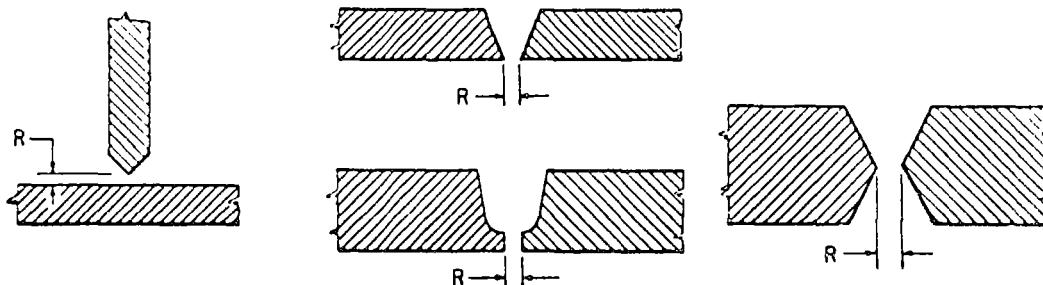
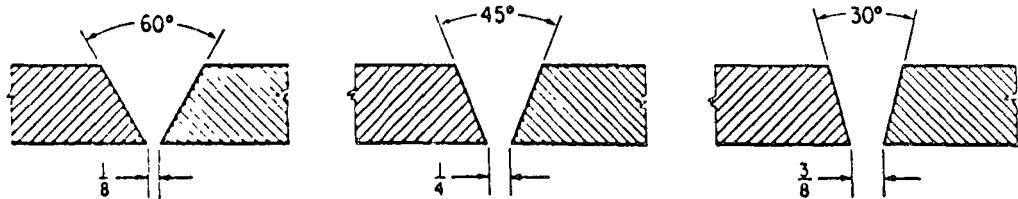


FIGURE 2



## 7.3-2 / Joint Design and Production

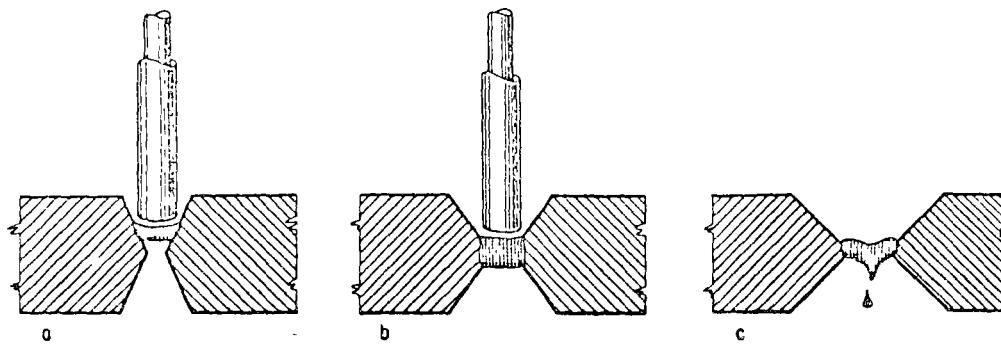


FIGURE 3

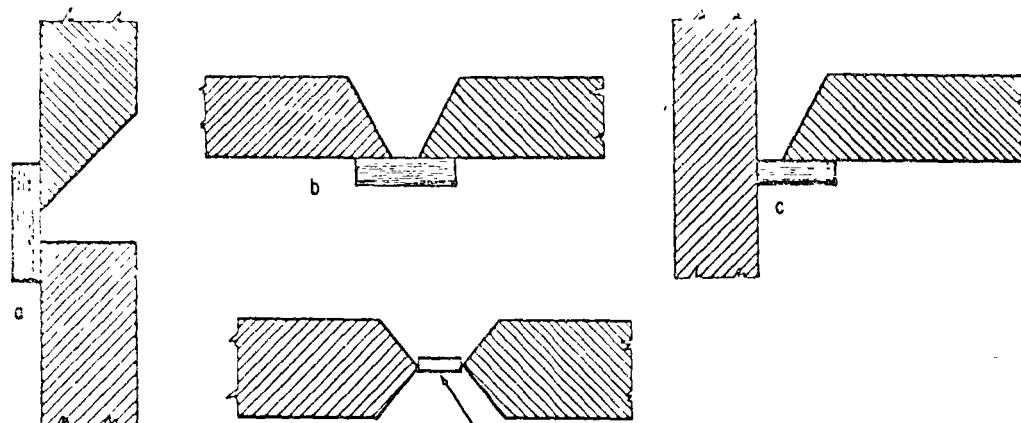


FIGURE 4

"Spacer" To Prevent Burn Through, This Will Be Gouged Out Before Welding Second Side

procedure will produce good root fusion and will minimize back gouging.

In Figure 3c a large root opening will result in burn-through. Spacer strip may be used, in which case the joint must be back gouged.

Backup strips are commonly used when all welding must be done from one side, or when the root opening is excessive. Backup strips, shown in Figure 4a, b and c, are generally left in place and become an integral part of the joint.

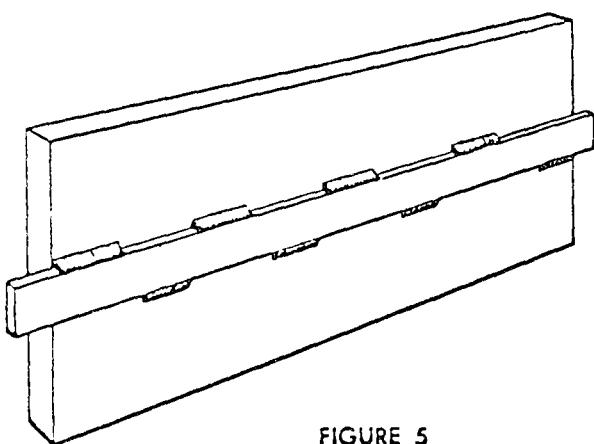


FIGURE 5

Spacer strips may be used especially in the case of double-vee joints to prevent burn-through. The spacer, Figure 4d, to prevent burn-through, will be gouged out before welding the second side.

### Backup Strips

Backup strip material should conform to the base metal. Feather edges of the plate are recommended when using a backup strip.

Short intermittent tack welds should be used to hold the backup strip in place, and these should preferably be staggered to reduce any initial restraint of the joint. They should not be directly opposite one another, Figure 5.

The backup strip should be in intimate contact with both plate edges to avoid trapped slag at the root, Figure 6.

### Weld Reinforcement

On a butt joint, a nominal weld reinforcement (approximately  $\frac{1}{16}$ " above flush) is all that is necessary, Figure 7, left. Additional buildup, Figure 7, right, serves no useful purpose, and will increase the weld cost.

Care should be taken to keep both the width and the height of the reinforcement to a minimum.

## 2. EDGE PREPARATION

The main purpose of a land, Figure 8, is to provide an additional thickness of metal, as opposed to a feather edge, in order to minimize any burn-through tendency. A feather edge preparation is more prone to burn-through than a joint with a land, especially if the gap gets a little too large, Figure 9.

A land is not as easily obtained as a feather edge. A feather edge is generally a matter of one cut with a torch, while a land will usually require two cuts or possibly a torch cut plus machining.

A land usually requires back gouging if a 100%

weld is required. A land is not recommended when welding into a backup strip, Figure 10, since a gas pocket would be formed.

Plate edges are beveled to permit accessibility to all parts of the joint and insure good fusion throughout the entire weld cross-section. Accessibility can be gained by compromising between maximum bevel and minimum root opening, Figure 11.

Degree of bevel may be dictated by the importance of maintaining proper electrode angle in confined quarters, Figure 12. For the joint illustrated, the minimum recommended bevel is 45°.

FIGURE 6

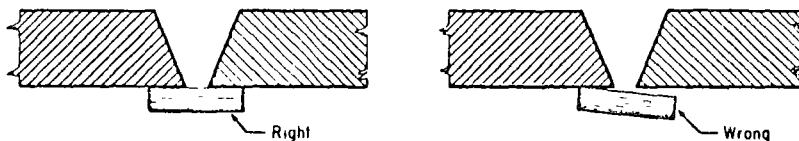


FIGURE 7

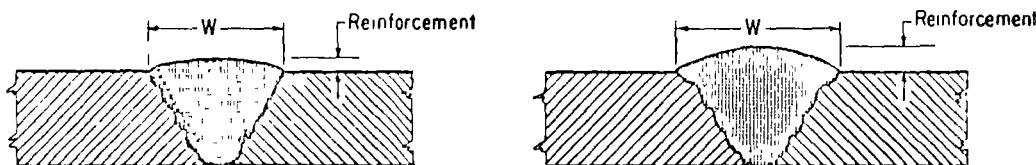


FIGURE 8

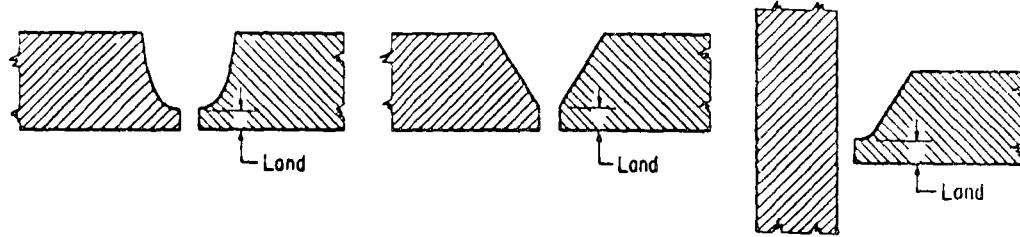


FIGURE 9

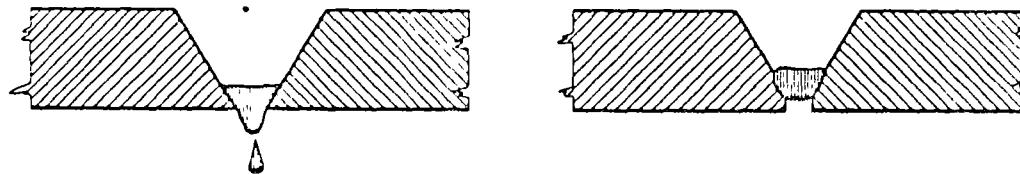
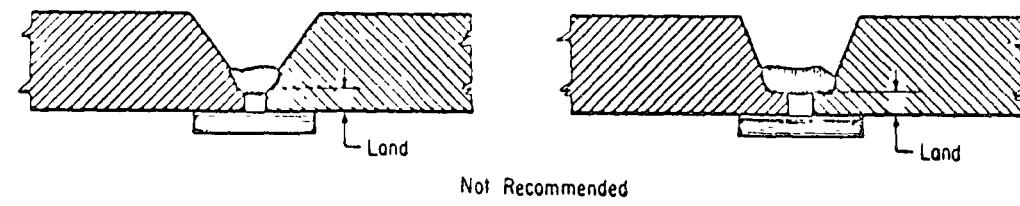


FIGURE 10



Not Recommended

## 7.3-4 / Joint Design and Production

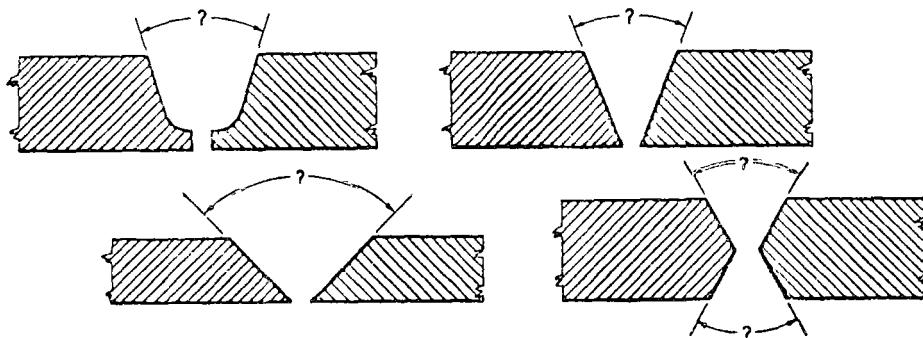


FIGURE 11

### U and J versus Vee Preparations

J and U preparations are excellent to work with but economically they have little to offer because preparation requires machining as opposed to simple torch cutting. Also a J or U groove requires a land, Figure 13, and thus back gouging.

### Back Gouging

To consistently obtain complete fusion when welding a plate, back gouging is required on virtually all joints except "vees" with feather edge. This may be done by any convenient means: grinding, chipping, or arc-air gouging. The latter method is generally the most economical and leaves an ideal contour for subsequent beads.

Without back gouging, penetration is incomplete, Figure 14. Proper back chipping should be deep

enough to expose sound weld metal, and the contour should permit the electrode complete accessibility, Figure 15.

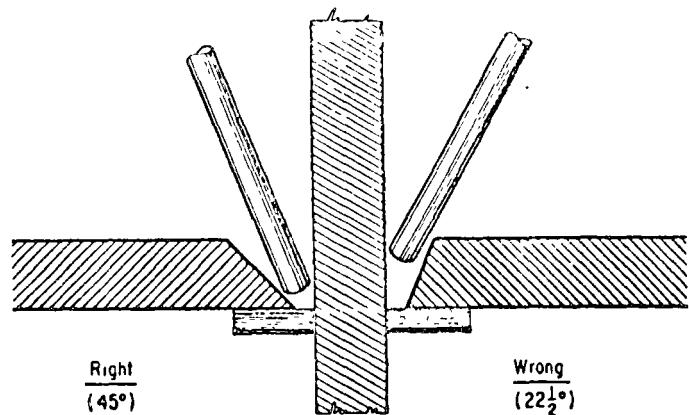


FIGURE 12

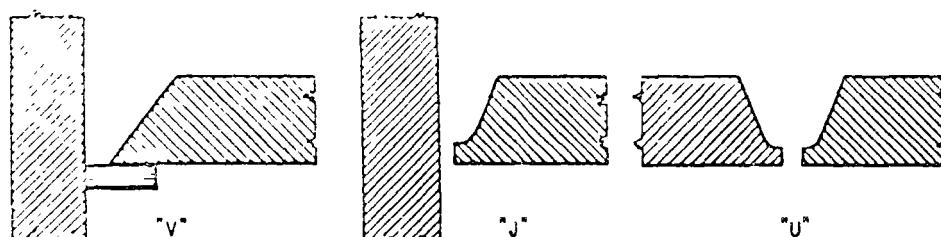


FIGURE 13



FIGURE 14

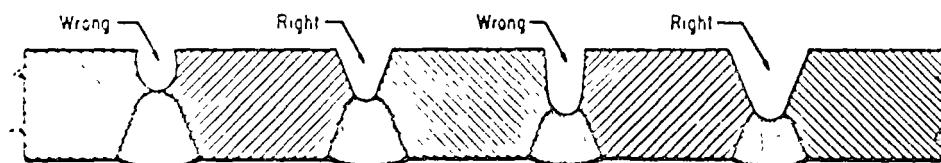


FIGURE 15

### 3.5.1.7 Bearing at Points of Loading:

The bearing ends of bearing stiffeners shall be flush and square with the web and 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 .010 in. for 75% of the projected area of web and stiffeners and not more than  $\frac{1}{32}$  in. for the remaining 25% 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.

### 3.5.1.8 Fit of intermediate stiffeners:

Where tight fit of intermediate stiffeners is specified it shall be defined as allowing a gap of up to  $\frac{1}{16}$  in. between stiffener and flange.

### 3.5.1.9 Deviation from Specified Depth:

The maximum deviation from specified depth for welded beams and girders, measured at the web centerline, shall be as follows:

For depths up to 36 in., incl.	$\pm \frac{1}{8}$ in.
For depths over 36 in. to 72 in., incl	$\pm \frac{3}{16}$ in.
For depths over 72 in.	$\pm \frac{5}{16}$ in. $-\frac{3}{16}$ in.

### 3.5.1.10 Straightness of intermediate stiffeners:

The out-of-straightness of intermediate stiffeners shall not exceed  $\frac{1}{2}$  in. with due regard to any members which frame into them.

### 3.5.1.11 Straightness of bearing stiffeners:

The out-of-straightness of bearing stiffeners shall not exceed  $\frac{1}{4}$  in. up to 6 ft or  $\frac{1}{2}$  in. over 6 ft, and the actual centerline of the stiffener shall lie within the thickness of the stiffener as measured from theoretical centerline location.

### 3.5.1.12 Other dimensional tolerances:

Dimensional tolerances not covered by this article 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. 3.6, Details A, B, and C, with no defects as such shown in Fig. 3.6, Detail D. 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. 3.6, Detail C)

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  $\frac{1}{8}$  in. in height and shall have gradual transition to the plane

of the base metal surface. (Fig. 3.6, Detail E) They shall be free of defects as shown for butt joints in Fig. 3.6, Detail F.

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  $\frac{1}{32}$  in. or 5% of the thickness, whichever is smaller, or leave reinforcement that exceeds  $\frac{1}{32}$  in. 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-in. Surfaces finished to values of over 125 MU-in. through 250 MU-in. shall be finished parallel to the direction of primary stress. Surfaces finished to values of 125 MU-in. or less may be finished in any direction.

3.6.4 For buildings and tubular structures undercut shall be not more than 0.01 in. deep when its direction is transverse to primary tensile stress in the part that is undercut, nor more than  $\frac{1}{32}$  in. for all other situations.

3.6.5 For bridges, undercut shall be not more than 0.01 in. deep when its direction is transverse to the primary stress in the part that is undercut. Undercut shall be not more than  $\frac{1}{32}$  in. deep when its direction 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 and in such a manner that the remaining weld metal or base metal is not nicked or undercut. Oxygen gouging shall not be used on quenched and tempered steel. Defective portions of the weld shall be removed without substantial removal of the base metal. Additional weld metal to compensate for deficiency in size shall be deposited using an electrode preferably smaller than that used for making the original weld, and preferably not more than  $\frac{5}{32}$  in. in diameter. The surfaces shall be cleaned thoroughly before welding.

3.7.2 Defective or unsound welds or base metal shall be corrected either by removing and replacing the entire weld, or as follows:

3.7.2.1 *Overlap or excessive convexity:* reduce by removal of excess weld metal.

<sup>11</sup> ANSI B46.1 Surface Texture, microlinches (MU-in.)

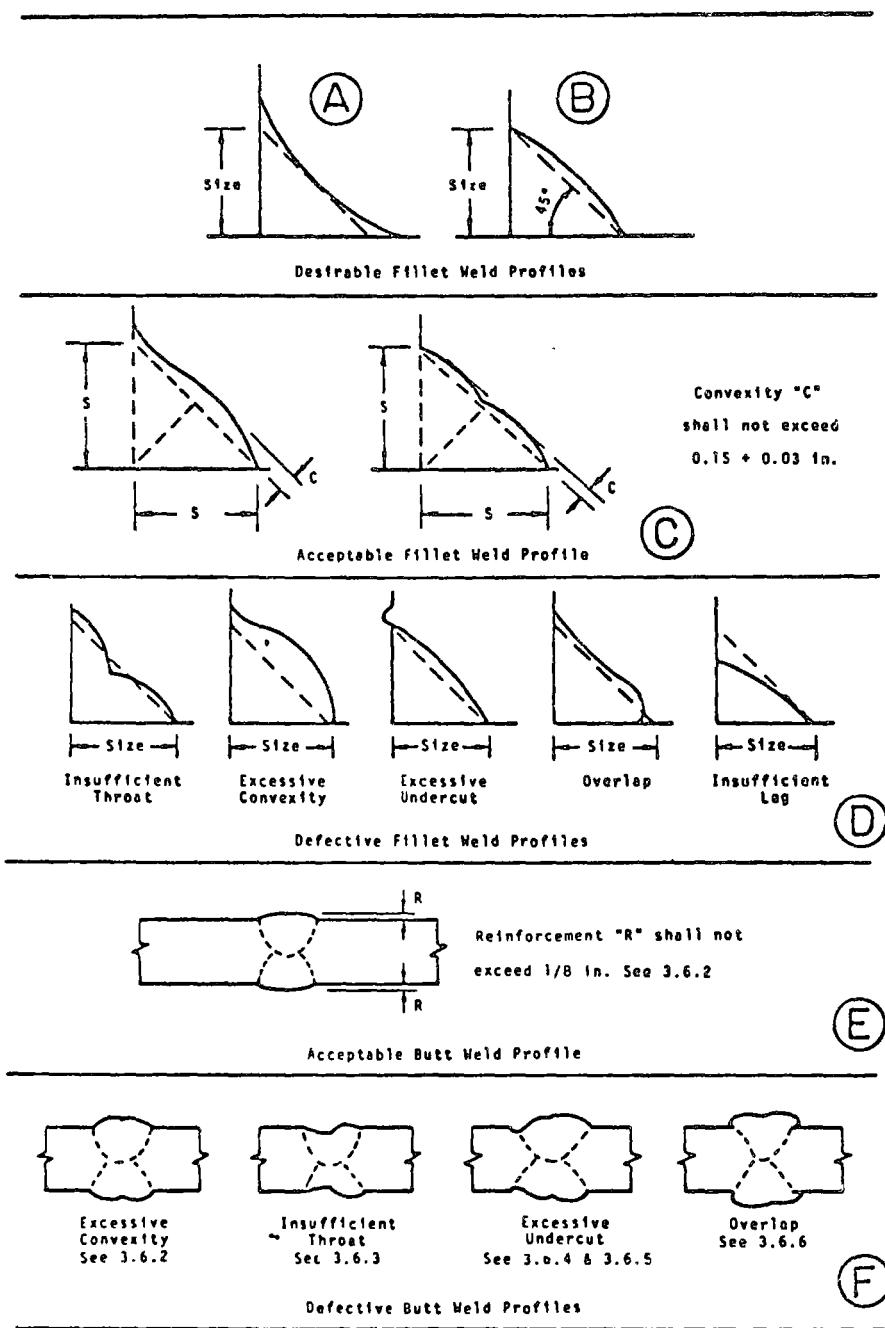


Fig. 3.6—Illustrations of acceptable and defective weld profiles

3.7.2.2 *Excessive concavity of weld or crater, undersize welds, undercutting:* clean and deposit additional weld metal.

3.7.2.3 *Excessive weld porosity, excessive slag inclusions, incomplete fusion:* remove defective portions 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. 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 for quenched and tempered steel nor 1200 F (a dull red color) for other steels. Parts to be heated for straightening shall be substantially free of stress and from external forces, except those stresses resulting from mechanical means used in conjunction with the application of heat.

# SECTION 7

## STRENGTHENING AND REPAIRING OF EXISTING STRUCTURES

### 7.1 General

All provisions of this Code apply equally to the strengthening and repairing of existing structures except as modified in this Section.

### 7.2 Materials

7.2.1 Before preparing drawings and specifications covering strengthening or repair of existing structures, the types of base metal involved shall be determined.

7.2.2 Where different base metals are to be joined, special consideration must be given to the selection of filler metal and welding procedure.

### 7.3 Design

7.3.1 Before designing repairs to or strengthening of existing structures the following should be determined:

7.3.1.1 The character and extent of damage to the parts and connections that require repair or strengthening.

7.3.1.2 Whether the repairs should consist only of restoring corroded or otherwise damaged parts or of replacing members in entirety.

7.3.2 In the design of strengthening beyond the restoration of corroded or otherwise damaged members, a complete study of the stresses in the structure shall be made. Allowance should be made for fatigue stresses which the members may have sustained in past service.

7.3.3 The details of design shall be made with consideration of the weakening effect on the fatigue strength of base metal due to stress raisers.

### 7.4 Workmanship

7.4.1 Surfaces of old material which are to be covered by repair or reinforcing material shall be cleaned of dirt, rust and other foreign matter except adherent paint film. The portions of such surfaces that are to receive welds shall be cleaned thoroughly of all foreign matter including paint film for a distance of 2 in. from each side of the outside lines

of welds. Such surfaces, inside the areas cleaned for receiving welds, shall be given a protective coating if so specified.

7.4.2 Edges that are to be welded and have been reduced to a thickness which is less than the size of weld specified shall be cut away or built up to provide a thickness equal to the size of the weld except for occasional short lengths where some reduction of weld size would not be detrimental.

7.4.3 Base metal carrying stress shall be removed only as called for by drawings or directed by the Engineer.

### 7.5 Special

7.5.1 The Engineer shall determine whether or not a member is permitted to carry live load stress while welding or oxygen cutting is being performed on it, taking into consideration the extent of heating of the cross section of the member which results from the operation that is being performed.

7.5.2 If material is added to a member carrying a dead load stress in excess of 3000 psi, either for repairing corroded parts or for strengthening, it is desirable to relieve the member of dead load stress or to prestress the material to be added. If neither is practicable, the new material to be added shall be proportioned for a unit stress equal to the allowable unit stress in the original member minus the dead load unit stress in the original member.

7.5.3 Where rivets or bolts are overstressed by the total load, they shall be considered to carry only the entire dead load, provided they are capable of carrying it without overstress, and welding shall be added to carry all live and impact stresses. If the rivets or bolts are overstressed by dead load only, then sufficient welding shall be added to the joint to carry all of the stress (dead, live, and impact).

7.5.4 In strengthening members by the addition of material, it is desirable to arrange the sequence of welding so as to maintain a symmetrical section at all times. This is of particular importance if live load is permitted upon the structure while the member under consideration is being strengthened or repaired.

7.5.5 Particular care should be given to the sequence of welding in the application of reinforcing plates on girder webs and to the treatment of welds in the end joints of such plates where they abut stiffener assemblies or girder splice plates.

## Section 10

# WELDMENT DEFECTS

Any failure of a weldment to meet specifications constitutes a *weldment defect*, whether the deficiency relates to dimensions, structural discontinuities or other attributes of the product. Note that detection of one or more defects does not *necessarily* constitute basis for rejection. The inspector must evaluate the inspection test results in relation to the specifications for the product. For example, limited porosity may be permitted by a particular code or specification, and if the detected porosity is below these limits, this discontinuity is not considered a weldment defect.

In addition, each inspection method has a particular capability to disclose one or more of the weldment defects described.

Weldment defects are of three general classes:

1. Those associated with drawing or dimensional requirements
2. Those associated with structural discontinuities in the weld itself
3. Those associated with properties of weld metal or welded joint

These classes of defects may be further subdivided as follows:

1. Dimensional defects
  - Warpage
  - Incorrect Joint Preparation
  - Incorrect weld size
  - Incorrect weld profile
  - Incorrect final dimensions
2. Structural discontinuities in weld
  - Porosity
  - Slag inclusions
  - Tungsten inclusions
  - Incomplete fusion
  - Inadequate joint penetration
  - Undercut
  - Cracks
  - Surface irregularities
3. Defective Properties (Mechanical and Chemical)
  - Weld Metal
  - Base Metal

Since it is impossible to devise rules that enable an inspector to identify all of the factors that could cause defects in welds, this discussion will attempt to describe only a few of them briefly. A thorough knowledge of the limitations of a given welding process, along with an understanding of the conditions likely to encourage the formation of defects, will better enable the inspector to judge the probability of obtaining welds that are satisfactory for a particular service.

*This discussion applies specifically to arc welding processes.* However, a knowledge of defects encountered in welds made by these processes will be useful to the inspector for welds made with other welding processes. Also, three additional limitations are placed on the scope of this discussion (except as otherwise specifically noted):

1. Only those materials known to readily permit the production of a satisfactory welded joint will be considered
2. Only joint designs that will produce satisfactory welded joints will be considered
3. Only filler metals that are capable of producing sound deposits of proper contour properly fused to the base metal in the required position of welding will be considered.

## DIMENSIONAL DEFECTS

Production of satisfactory weldments depends upon, among other things, keeping within specified dimensions of size and shape of welds and finished dimensions of an assembly. Dimensional data are found in the drawings and specifications. Departure from the requirements in any respect should be regarded as a dimensional defect that must be corrected before final acceptance of the weldment, unless a waiver is obtained. Defects of this nature are discussed in the paragraphs that follow.

## WARPAGE

The welding operation involves the application of heat and the fusion of metal in localized sections in the weldment. Stresses of high magnitude may result from thermal expansion and contraction, and remain in the weldment after the structure has cooled. Such stresses tend to cause distortion. (See Figure 13). Rigid fixtures and careful selection of welding sequence will create opposing stresses that tend to cancel each other out.

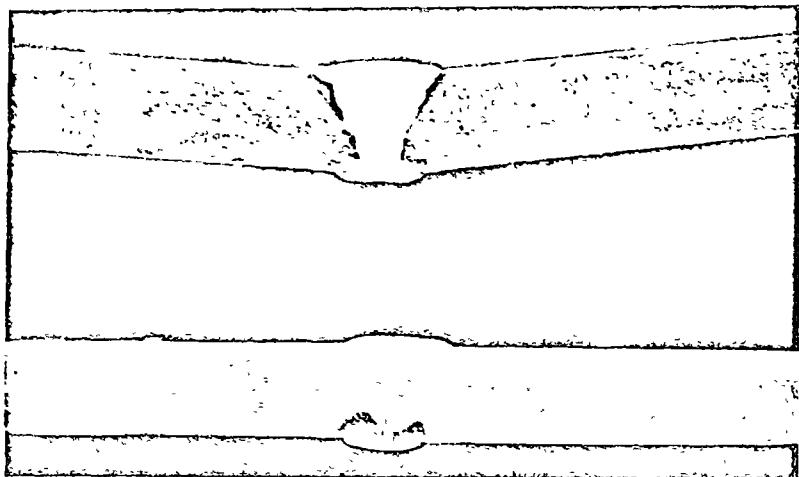


Fig. 13 — Warpage: top, Angular Distortion; bottom, Correct Alignment Obtained by use of Proper Control Methods

so that warpage is kept to a minimum. Peening, under controlled conditions, has also been used to some extent to help reduce distortion. Correction of warpage in a completed weldment usually means following one or more of the procedures set forth below:

1. Straightening operation with or without the application of heat
2. Removal of the weld or welds causing the distortion, and subsequent rewelding
3. Either removing or adding weld metal.

The corrective measures selected usually depend upon the specification that must be met, or the terms of an agreement between the fabricator and the customer.

#### INCORRECT JOINT PREPARATION

Established welding practice requires proper joint dimensions for each type of joint, consistent with the thickness of the material being welded. Failure to meet these criteria may result in a greatly increased tendency to

produce many of the welding defects listed as structural discontinuities in the weld. Therefore it is important that joint preparation is the same as shown in the applicable drawings, and within specified limits.

#### INCORRECT WELD SIZE

The size of a normal equal-leg fillet weld is expressed as the leg length of the largest isosceles right triangle that can be inscribed within the fillet-weld cross-section. The size of a groove weld is the joint penetration (depth of chamfering plus the root penetration when specified). Welds that are not of the correct size, whether too big or too small, may be detected visually by a weld gage, or by comparison with approved workmanship samples.

#### INCORRECT WELD PROFILE

The profile of a finished weld may have considerable effect upon its performance under load. The profile of *one* layer of a multi-pass weld may have considerable effect upon the tendency for defects such as incomplete fusion or slag inclusions to be produced, as subsequent layers are applied. Requirements concerning defects of this nature in finished welds are usually included in the specifications and drawings. Failure to conform to these requirements constitutes a weld defect. Figure 14 illustrates various types of acceptable and defective weld profiles.

Overlap is the condition in which weld metal protrudes beyond the bond line at the toe of a weld. Figure 15 illustrates this. The condition tends to produce notches that are dangerous, due to the resultant concentration of stress under load. In addition, in fillet welding, it should be considered defective welding since the effective size of the fillet is reduced.

Overlap is usually caused by the use of either incorrect welding technique or by improper electrical conditions. Overlap can also occur at the toe of the reinforcement of groove welds.

Excess convexity, like overlap, tends to produce notches. These notches are dangerous in the case of a fillet weld because they concentrate stresses under load. Excess convexity is also harmful in the case of an intermediate pass in a multi-layer groove weld, because incomplete fusion or slag inclusions may occur unless prevented by chipping, grinding, or

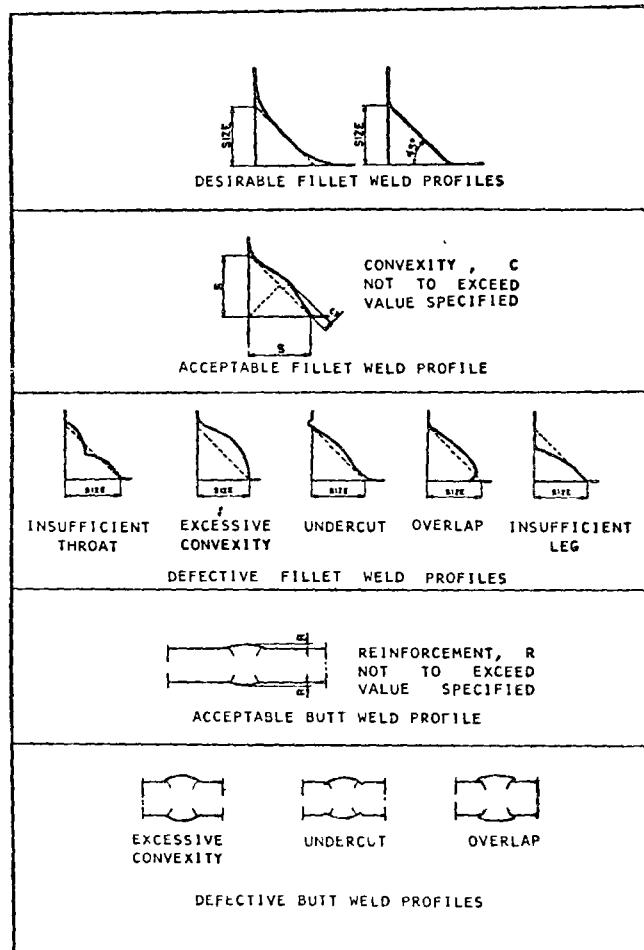


Fig. 14—Acceptable and Defective Weld Profiles

gouging before depositing subsequent layers. This defect is usually due to either the use of insufficient current or incorrect welding technique (See Figure 15).

Excess concavity is usually associated with fillet welds. The actual strength of such defective welds is considerably less than that of standard size fillet welds, since the throat is less than normal as measured by the length of leg. This condition tends to occur primarily in flat position fillet welding, and is usually caused by the use of excessive welding currents or arc lengths. The only exception to this is that of welding from the top down when making a fillet weld in the vertical position.

Excessive weld reinforcement is frequently undesirable. It tends to stiffen the section and establish notches that create undesirable stress concentrations. This condition may result from improper welding technique or insufficient welding current (See Figure 15).

#### INCORRECT FINAL DIMENSIONS

All weldments are fabricated to meet certain dimensions, whether specified on detailed drawings or hand-written sketches. The fabricator must be aware of the amount of shrinkage he can expect at each weld joint. This will affect the final overall dimensions of the product. The effect of welding sequence on warpage or distortion, and the use of post heat treatment to provide dimensional stability of the weldment in service should be recognized by the fabricator.

Weldments that require rigid control of final dimensions usually must be machined after welding (and possibly after stress-relieving) to stay within limits. Tolerances for as-welded components obviously will depend on the thickness of the material, the alloy being welded, and the overall size of the product. Thus, tolerances in final dimensions might be as tight as from plus-or-minus a few thousandths of an inch, to as much as plus-or-minus a quarter of an inch (as, for example, large pressure vessels).

The inspector should review production drawings to determine which dimensions are critical, with respect to the requirements of the customer. In some cases the locations of nozzles or similar connections to a vessel may be important; in other cases these may not be as important as some overall dimension that must be maintained for installation purposes.

The inspector should discuss weldment dimensions and tolerances with the fabricator, so that he can devote his major efforts towards those dimensions that are critical.

## STRUCTURAL DISCONTINUITIES

When producing metal-arc welds, a certain class of defects involves discontinuities within the weld. These include porosity, cracks, inadequate joint penetration, slag inclusions, etc. This class of defect is described as structural discontinuities. The term is not used in the sense that there is a change of metallographic structure at these points, but rather that there is an interruption or a discontinuity in the soundness of the weld. Each defect of this nature is described in the paragraphs that follow.

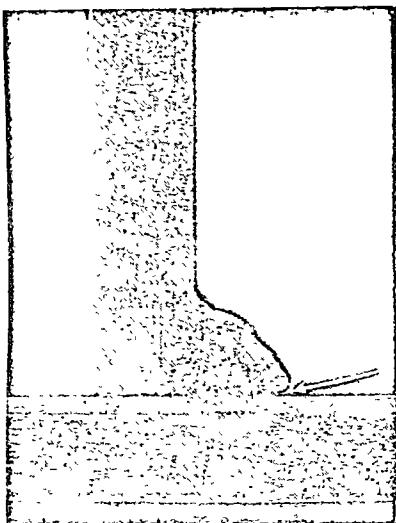
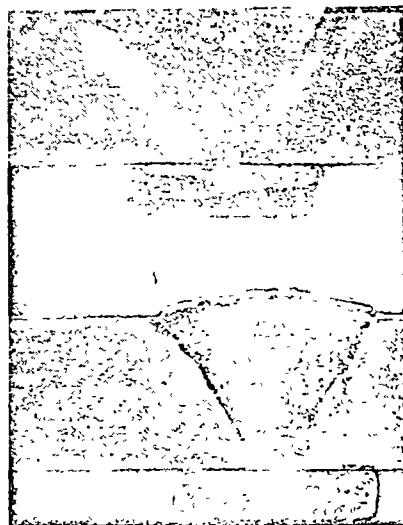


Fig. 15 (left) — Overlap

Fig. 16 (right) — Porosity: top, Sound Weld; bottom, Porous Weld



## POROSITY

The term is used to describe the gas pockets or voids, free of any solid material, that are frequently found in welds. In reality they are a form of inclusion that results from the chemical reactions that take place during welding. They differ from slag inclusions in that they contain gas rather than solids. Figure 16 illustrates this condition.

The gases that cause the voids are driven from solution in the weld metal because of reduced solubility as the temperature drops. Also, gases formed by chemical reactions in the weld can be trapped.

The formation of porosity is most readily prevented by avoiding excessive currents and excessive arc lengths. High consumption of the deoxidizing elements of the covering of shielded metal-arc electrodes may take place during deposition if excessive currents and arc lengths are used, leaving insufficient quantities available to combine with the gases in the molten metal during cooling.

The distribution of porosity within a weld is of some importance. Its occurrence may be generally classified as follows.

### Uniformly Scattered Porosity

This distribution is one in which the voids or pores are scattered more or less uniformly throughout the weld metal. The individual pores may vary in size from almost microscopic to one-eighth inch or more. However, for a given welding condition they tend to be uniform in size.

### Cluster Porosity

Frequently pores occur in clusters that are separated by considerable lengths of porosity-free weld metal. Such clusters are often associated with changes in welding conditions (for example, changes in arc conditions when welding is stopped or started).

### Linear Porosity

Linear porosity occurs generally in the root pass and is often regarded as a special case of inadequate joint penetration. Linear porosity is usually defined by the number and size of the pores, and their linear distribution with respect to the axis of the weld.

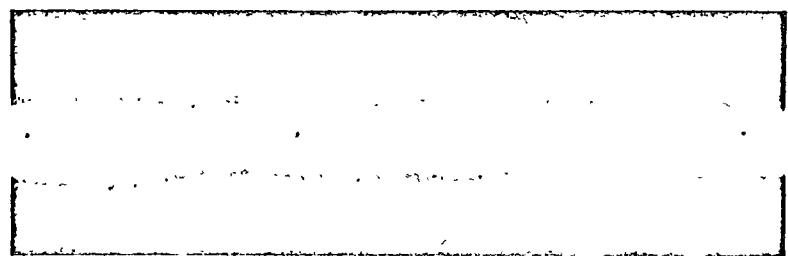


Fig. 17 — Linear Porosity

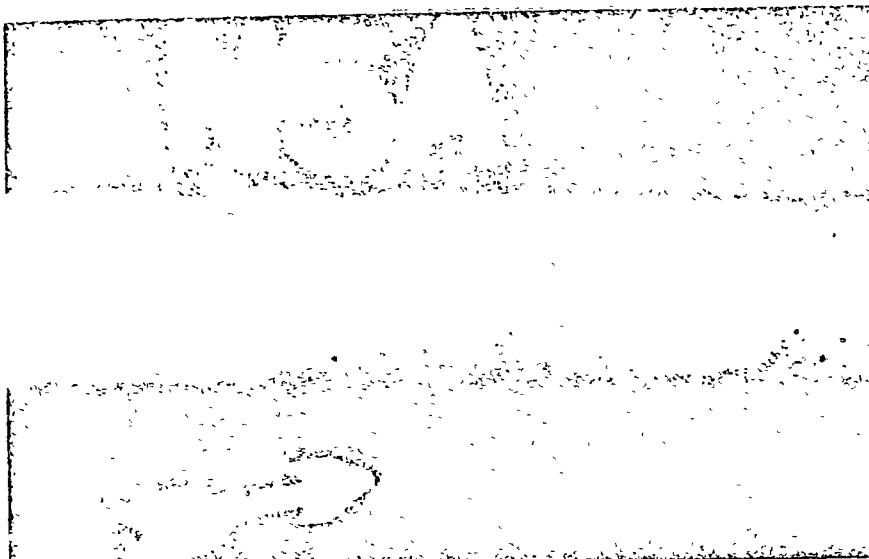


Fig. 18 — Scattered Porosity

Figures 17 to 19 illustrate examples of linear porosity, uniformly scattered porosity, and cluster porosity as their presence appears on radiographs.

#### SLAG INCLUSIONS

This term is used to describe the oxides and non-metallic solids that are entrapped in weld metal or between weld metal and base metal. During deposition of filler metal and subsequent solidification of weld metal, many chemical reactions occur among the weld metal, the electrode covering materials and with the slag produced. Some of the products of these reactions are nonmetallic compounds soluble only to a slight degree in the molten metal. Due to their lower specific gravity, they rise to the surface of the molten metal unless they are restrained.

When welding by the shielded metal-arc process using covered electrodes, slag may be formed and forced below the surface of the molten metal by the stirring action of the arc. Slag may also flow ahead of the arc causing the metal to be deposited over it. When slag is present in the

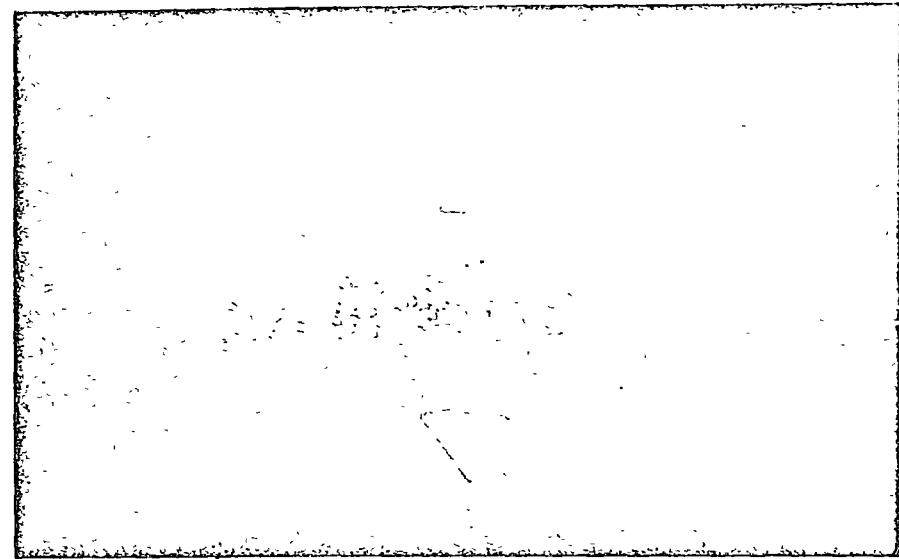


Fig. 19 — Cluster Porosity

molten metal from any cause, factors such as high viscosity of the weld metal, rapid solidification or too low a temperature may prevent its release.

When filler metal is deposited by the shielded metal-arc process over a sharp V-shaped recess (such as that produced by a diamond pointed tool) slag will frequently be trapped in the weld. The arc may not have heated the bottom of the recess to a high enough temperature to permit the slag to float to the surface. A similar condition is created if a sharp recess is present due to undercutting or excessive convexity of the previous bead. Slag inclusions of this type are usually elongated, and if individual inclusions are of considerable size, or if inclusions are closely spaced, the strength of the joint may be materially reduced.

Slag forced into the molten metal by the arc or formed there by chemical reactions usually appears as finely-divided globular inclusions. Inclusions of this type are likely to be a particular problem in overhead welding.

Most slag inclusions can be prevented by proper preparation of the groove before each bead is deposited, using care to correct contours that are difficult to penetrate fully with the arc. Obviously, the release of slag from the molten weld metal will be expedited by any factor that tends to make the metal less viscous or retard its solidification (such as preheating and high heat input).

### Slag in the Root Area

In making the root pass, the electrode may be so large that the arc strikes the side of the groove instead of the root. The slag may flow down into the root opening, or it may be trapped in the metal of the root layer.

Another source of root area slag results from improper grinding or chipping in preparation for the root pass on the opposite side of the joint. The initial layer of the weld on the first side of the joint does not necessarily have to fuse through the complete depth of the root opening, and even if it does it will carry slag with it. In addition, the unprotected metal that comes through may be oxidized. The slag, oxide and irregular protusions of weld metal should be removed by chipping, grinding or gouging to clean metal before welding is started on the reverse side. If this does not remove slag completely it will remain in the welded joint.

### Bond-Line Slag

In removing slag in preparation for subsequent passes, some slag may remain in the corner between the weld bead and the groove face. While in most cases this slag will be melted and rise to the surface, it could remain as an elongated inclusion at the bond-line. This condition is illustrated in Figure 20.

### Scattered Slag

Where cleaning is imperfect, slag may adhere to the surface of the last-deposited layer in isolated areas. This slag tends to interrupt the arc and prevent fusion of the weld metal and complete remelting of the slag. The result is scattered slag inclusions distributed within the weld metal.

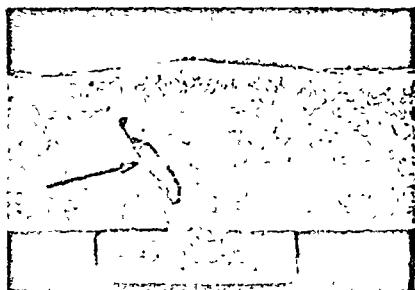


Fig. 20 — Slag Inclusion; Bond-Line Slag is Shown Here

### TUNGSTEN INCLUSIONS

The gas tungsten-arc welding process uses a non-consumable tungsten electrode to create an arc between the tungsten electrode and the work-piece, and filler metal may or may not be added. The occasional touching of the electrode to the work or to the molten weld metal, particularly in the manual process, may transfer particles of the tungsten into the weld deposit. These tungsten inclusions generally are undesirable, and for critical work a limit on the size and numbers of these inclusions is specified.

Under certain circumstances the tungsten inclusions may be visible to the unaided eye. Generally, however, they are detected during radiographic inspection, as the high absorption characteristic of tungsten makes the inclusion appear whiter (clearer on the radiographic film), in contrast to the image of slag inclusions or porosity, which appear darker or blacker than the average darkening of the film in the weld metal areas. An example of tungsten inclusion is shown in Figure 121, page 204.

The extent of tungsten inclusions may be minimized by using thoriated tungsten or zirconium tungsten electrodes instead of pure tungsten electrodes. Also, where filler metal additions are used either intermittently or not at all, as in the welding of thin materials, the frequency of tungsten inclusions is reduced. The use of superimposed high-frequency current for arc starting also tends to minimize or eliminate tungsten inclusions at weld starts.

### INCOMPLETE FUSION

While this term is sometimes applied to the conditions later referred to as inadequate joint penetration, it is used here in a more restricted sense to describe the failure to fuse together adjacent layers of weld metal or weld metal and base metal. This failure to obtain fusion may occur at any point in the welding groove (See Figure 21).

Incomplete fusion may be caused by failure to raise the temperature of the base metal (or previously deposited weld metal) to the melting point, or failure to dissolve, by means of proper fluxing, the oxides or other foreign material present on the surfaces to which the deposited metal must fuse.

It should not be inferred from this brief discussion that it is necessary to melt an appreciable portion of the sidewalls of the groove in order to be

certain of securing proper fusion. It is only necessary to bring the surface of the base metal to the fusion temperature to obtain metallurgical continuity of the base and weld metal.

Incomplete fusion is best avoided by ascertaining that the surfaces to be welded are free of objectionable foreign material, and that welders and welding operators have demonstrated their ability to make sound welds.

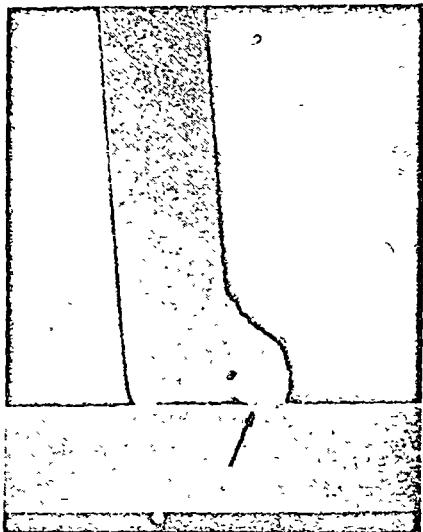


Fig. 21 — Incomplete Fusion

#### INADEQUATE JOINT PENETRATION

This term describes the failure of the filler metal and base metal, or the base metal alone if no filler metal is used, to fuse integrally at the root of the weld. It may be caused by the failure of the root face of a groove weld to reach fusion temperature for its entire depth, or the failure of the weld metal to reach the root of a fillet weld. This would leave a void that was caused by bridging of the weld metal from one member to the other. Figure 22 illustrates this condition in a groove weld; Figure 23 in a fillet weld.

Although inadequate joint penetration may, in a few cases, be due to failure to dissolve or flux surface oxides and impurities, heat transfer conditions at the joint are a more frequent source of this defect. If the areas of

base metal that first reach fusion temperatures are above the root, molten metal may bridge these areas and screen off the arc before the base metal at the root melts. In shielded metal-arc welding, the arc will establish itself between the electrode and the closest part of the base metal. All other areas of the base metal will receive heat principally by conduction. If the portion of the base metal closest to the electrode is a considerable distance from the root, conduction of heat may be insufficient to attain fusion temperature at the root.

Inadequate joint penetration is undesirable particularly if the root of the weld is subject to either direct tension or bending stresses. The unfused

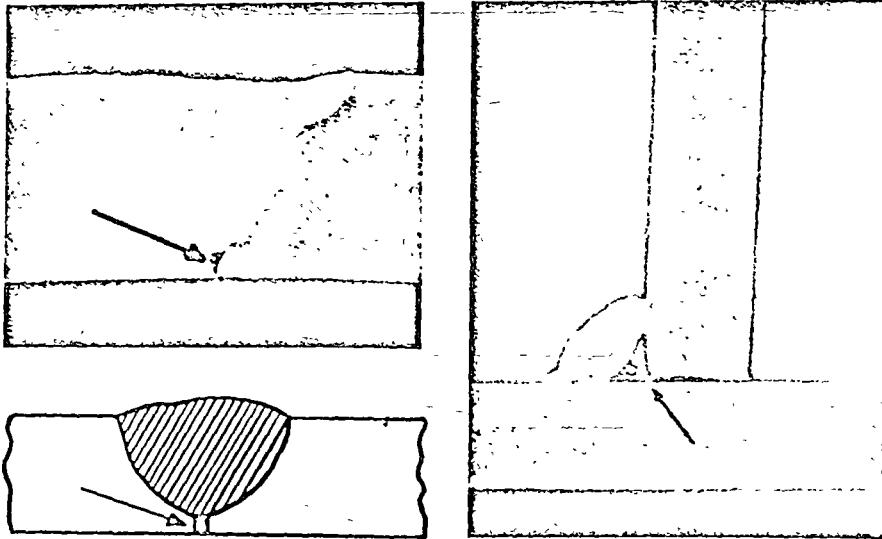


Fig. 22 (left) — Inadequate Joint Penetration in a Groove Weld

Fig. 23 (right) — Inadequate Joint Penetration in a Fillet Weld. This Condition is Often Referred to as Bridging.

area permits stress concentrations that could cause failure without appreciable deformation. Even though the service stresses in the structure may not involve tension or bending at this point, the shrinkage stresses and consequent distortion of the parts during welding will frequently cause a crack to initiate at the unfused area. Such cracks may progress as successive beads are deposited until they extend through almost the entire thickness of the weld.

The most frequent cause of this type of defect is use of a groove

design not suitable for the welding process or the conditions of actual construction. When a groove is welded from one side only, complete penetration is not likely to be obtained consistently with the shielded metal-arc process if the root face dimension is too great (even though the root opening is adequate); or if the root opening is too small; or if the included angle of a V-type groove is too small. Any of these conditions will make it difficult to reproduce qualification test results under conditions of actual production. If, however, the design is known to be satisfactory, inadequate joint penetration may be caused by use of too large an electrode, an abnormally high rate of travel, or the use of insufficient welding current.

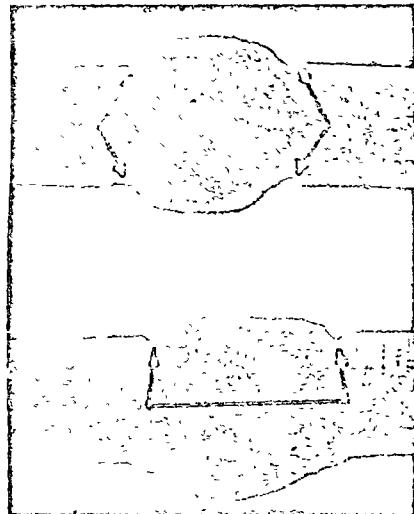


Fig. 24 (left) — Undercut, Shown at the Surface of Groove Welds  
Fig. 25 (right) — Undercut, Shown in a Horizontal Fillet Weld

#### UNDERCUT

This term is used to describe either (1) the melting away of the sidewall of a welding groove at the edge of a layer or bead, thus forming a sharp recess in the sidewall in the area to which the next layer or bead must fuse; or (2) the reduction in base metal thickness at the line where the last bead is fused to the surface (e.g., at the toe of the weld). Figures 24, 25, and 26 illustrate undercut in both groove and fillet welds.

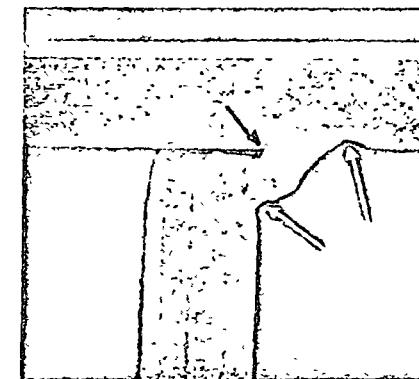
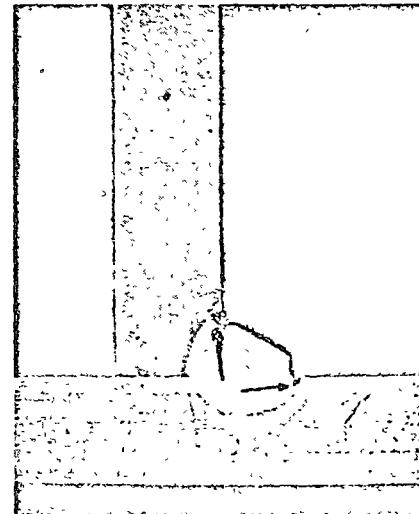


Fig. 26 — Undercut, Shown in an Overhead Fillet Weld. Note Also Inadequate Joint Penetration.

Undercut of both types is usually due to the technique employed by the welder. With a specific electrode, too high a current or too long an arc may increase the tendency to undercut. However, different types of electrodes show widely varying characteristics in this respect. With some, even the most skilled welder may be unable to avoid undercutting under certain conditions. These conditions involve primarily position and accessibility of the joint, although magnetic arc blow may also be a factor. Magnetic arc blow is illustrated in Figure 27.

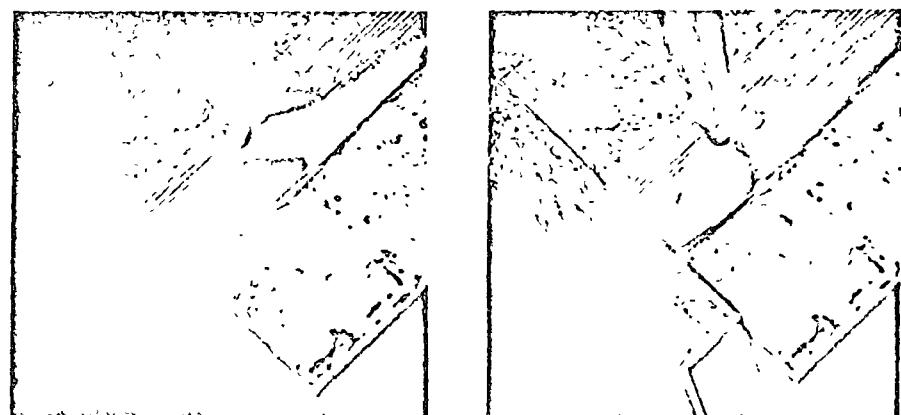


Fig. 27 — Magnetic Arc Blow Encountered at the End of a Joint (left) and Controlled by Use of a Steel Block (right).

Undercut of the sidewalls of a welding groove will in no way affect a completed weld if the condition is corrected before the next bead is deposited. Correction is best accomplished with a well-rounded chipping tool or grinding wheel that will remove the sharp recess (which might serve to trap slag). However, if a welder is experienced and knows how far subsequent beads will penetrate, chipping is not always necessary.

Undercut at the surface should not be permitted in an aggravated form because it may materially reduce the strength of the joint, particularly with regard to fatigue stresses. Fortunately, this type of undercut can be detected by visual examination of the surface of a completed weld, and it can usually be corrected by deposition of additional weld metal.

## CRACKS

Cracking of welded joints results from localized stress that at some point exceeds the ultimate strength of the material. When cracks occur during or as a result of welding, little deformation is usually apparent.

It is known that materials that will have considerable ductility under uniaxial stress may, when subjected to biaxial or triaxial stresses, fail without appreciable deformation. Shrinkage caused by welding operations frequently sets up multi-directional stress systems. If because of such stresses a joint (or any portion of it) is unable to take appreciable deformation without failure, additional stresses set up in deposition of subsequent layers (or in the welding of other joints) may force that part to deform and fail. An example of stress pattern is shown in Figure 28.

Cracks that appear in welded joints during welding are rarely caused by multi-directional stresses alone. However, experience indicates that even though these stresses do not cause cracking, they may cause a failure with only little deformation when additional load is applied. This is particularly true in the case of heavy or complicated structures. To avoid this, stress-relief heat treatment is usually specified for structures fabricated of heavy material where preventing this condition is important.

An unfused area at the root of a weld may result in cracks without appreciable deformation if this area is subjected to tensile stress. When welding two plates together, the root of the weld is subjected to tensile stress as successive layers are deposited, and, as already stated, a partially-fused root will frequently permit a crack to start and progress through practically the entire thickness of the weld.

After a welded joint has cooled, cracking is more likely to occur if the metal is either hard or brittle. A ductile material, by localized yielding, may withstand stress concentrations that might cause a hard or brittle material to fail.

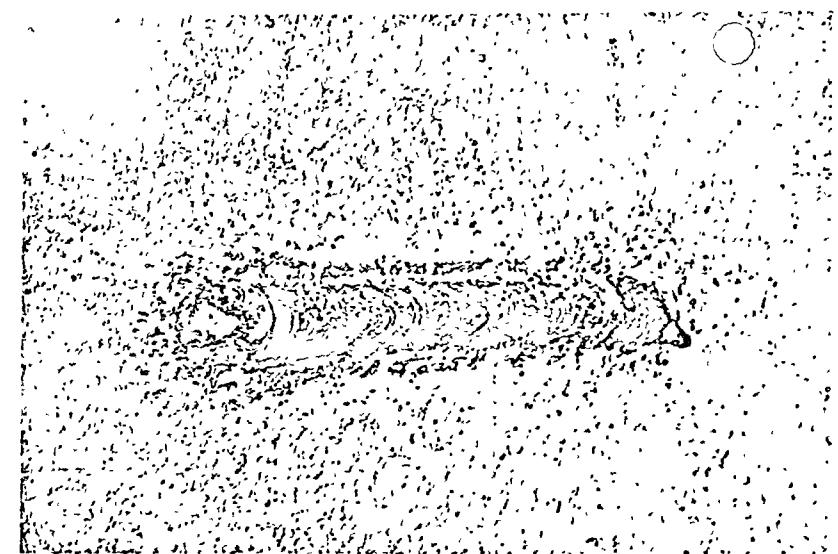


Fig. 28 — Stress Pattern Shown by Lines Radiating from the Weld. Mill Scale has Cracked Because of Stresses Produced by Weld Shrinkage.

## Weld Metal Cracking

The ability of the weld metal to remain intact under the stress system imposed during the welding operation is a function of the composition and structure of the weld metal. In multi-layer welds, cracking is most likely to occur in the first layer of the weld, and unless repaired will, in the majority of cases, continue through other layers as they are deposited. This tendency to continue into succeeding layers is either materially reduced or eliminated with austenitic or other highly-ductile weld metal. When cracking of the first layer of weld metal is encountered, improvement may be obtained by one or more of the following modifications:

1. Change the electrode manipulation or electrical conditions, which will change the contour or composition of the deposit
2. Decrease the travel speed to increase the thickness of deposit, thereby providing more weld metal to resist the stresses being imposed
3. Use preheat to reduce the magnitude of the stress system.

Three different types of cracks, illustrated in Figure 29, that can occur in weld metal are as follows.

### Transverse Cracks

These cracks are perpendicular to the axis of the weld, and in some cases extend beyond the weld into the base metal. This type of crack is more common in joints that have a high degree of restraint.

### Longitudinal Cracks

These cracks are found mostly within the weld metal, and are usually confined to the center of the weld. Such cracks may occur as the extension of crater cracks formed at the end of the weld. They may also be the extension, through successive layers, of a crack that started in the first layer. A crack formed in the first layer and not removed or completely remelted before the next layer is deposited, tends to progress into the layer above, and thence each succeeding layer until, finally, it appears at the surface. The final extension to the surface may occur during cooling after welding

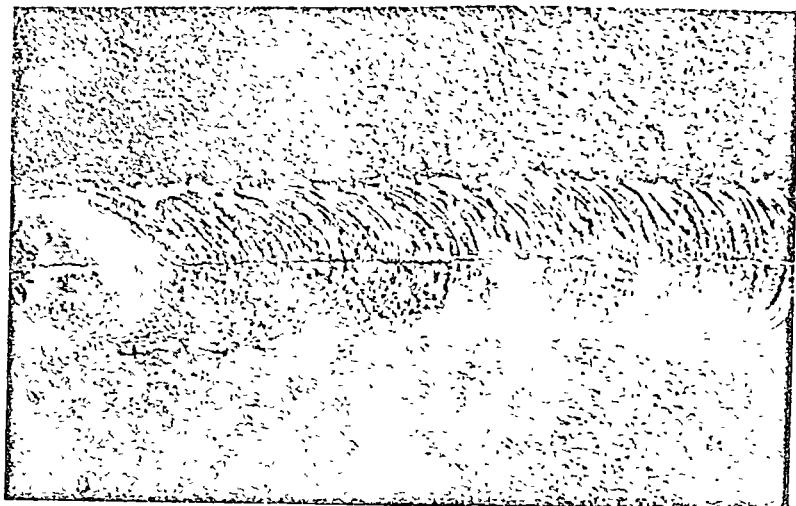


Fig. 30 — Longitudinal Weld Crack

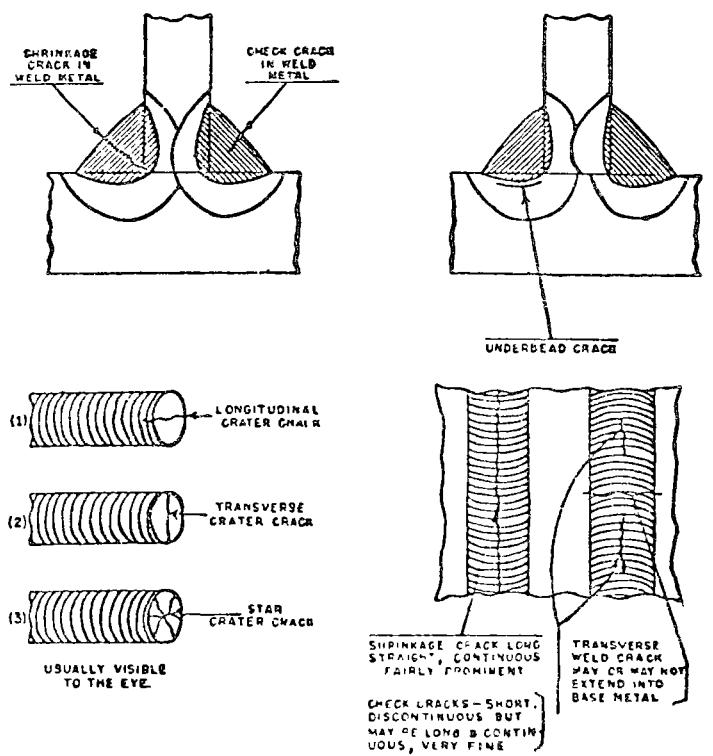


Fig. 29 — Different Types of Weld Metal Cracks

has been completed. This type of crack is illustrated in Figure 30. It appears that the only way to improve this condition is to match the electrical conditions and electrode diameter to the specific electrode and the base metal.

### Crater Cracks

Whenever the welding operation is interrupted, there is a tendency for a crack to form in the crater. These cracks are usually star-shaped, and progress only to the edge of the crater. However, these may be starting points for longitudinal weld cracks, particularly when they occur in the crater that is formed at the end of the weld. When the crater is formed elsewhere (for instance, when an electrode is changed) the crack is usually welded when operation resumes. This, however, is not always the case, and sometimes fine star-shaped cracks are seen at various locations.

### Base Metal Cracking

This type of cracking, usually longitudinal in nature, occurs within the heat-affected zone of the metal being welded, and is almost always associated with hardenable materials. Hardness and brittleness in the heat-affected zone in welded joints are metallurgical effects that result from the thermal cycle of welding, and are among the principal factors that tend to cause cracking. While a complete metallurgical discussion beyond the

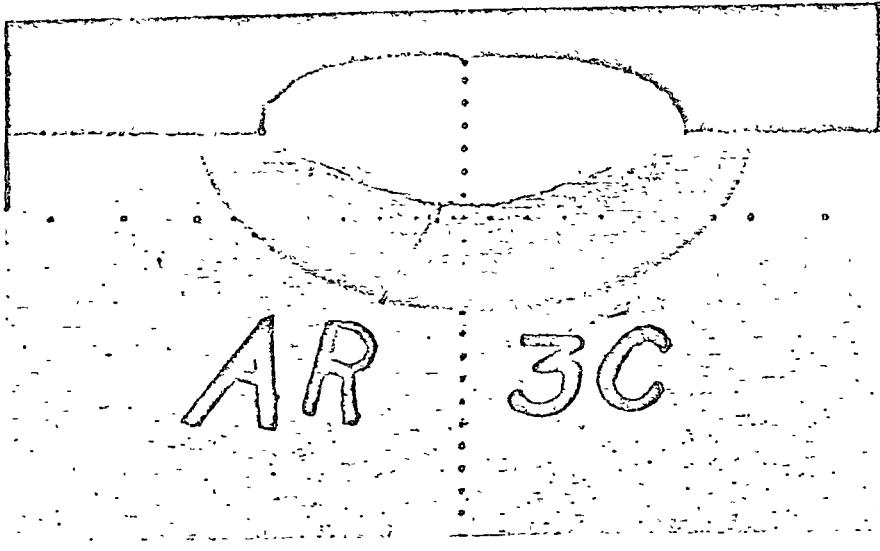


Fig. 31 — Base Metal Cracking: Underbead Type of Crack is Shown Here

scope of this manual, a rudimentary knowledge of the tendency of various groups of metals to harden or become brittle will be of value to the inspector. An illustration of underbead cracking that is associated with welding highly hardenable steels is shown in Figure 31.

In the case of low-carbon, medium-carbon, and low-alloy steels, hardness and the ability to deform without rupture depends upon the alloy group to which each belongs, and also upon the rate of cooling from the elevated temperatures produced by the welding operation. The rate of cooling will obviously depend upon a number of physical factors such as the temperature of the base metal, the thickness and thermal conductivity of the base metal, the heat input per unit time at a given section of the weld, and the ambient temperature. With a given cooling rate, the low-carbon steels will harden considerably less than the medium-carbon steels. Low-alloy steels will exhibit a wider variation in their hardening characteristics: some of them may be similar to low-carbon steel, while others will react like medium-carbon steel.

High-alloy steels must be considered separately, since this group includes the austenitic and ferritic stainless steels, and also the martensitic steels. The latter behave similarly to the medium-carbon and low-alloy groups, except that they harden to a greater degree with a given cooling rate. Neither the austenitic steels (of which the common 18% chromium-8% nickel stainless steel is an example) nor the ferritic stainless steels (of which the low-carbon straight chromium steels, or irons, containing 18% or more chromium are an example) harden upon quenching from elevated

temperatures. However, in general, the ferritic stainless steels are rendered brittle (but not hard) by welding operations.

The metallurgical characteristics of the metals are of prime importance. Since ductility usually decreases with increasing hardness, base metal cracking is associated with lack of ductility in the heat-affected zone. This is not the whole answer, however, for it has been established that different heats of the same steel of equal hardenability vary appreciably in cracking tendency. Furthermore, recent information establishes beyond a doubt that the characteristics of the electrode covering have considerable effect upon the tendency toward heat-affected zone cracking.

Hardenable steels are usually more difficult to weld for two reasons:

1. Variations in microstructure of the heat-affected zone, which can occur with variations in the cooling rate, cause differences in mechanical properties
2. Such steels are usually used because of their higher tensile properties, and welding them can be likened to welding lower-strength steels of greater thickness.

When base metal cracking is encountered with hardenable steels, the condition can be improved in the following ways:

1. Use of preheat to control cooling rate
2. Controlled heat input
3. Use of the correct electrode.

While this subject has been treated in a general manner, each case usually involves requirements peculiar to the particular weldment in question. However, the two types of base metal cracking that can occur as a result of the welding operation are as follows.

#### Transverse Cracks

This type of cracking is across the direction of welding and usually associated with fillet welds on steels of high hardenability, where the distance between the edge of the weld and the exposed edge of one plate is relatively small. Such cracks usually cannot be detected until the weldment has cooled to room temperature.

#### Longitudinal Cracks

These cracks are parallel to the weld and are in the base metal. They

may be extensions of bondline cracks. For fillet welds, longitudinal base metal cracks may be divided into two types:

1. Toe cracks, which proceed from the toe of the fillet weld through the base metal, and which often start from undercuts
2. Root cracks, which proceed from the root of the fillet weld and progress through the base metal, and are evident occasionally on the opposite side. Figure 32 illustrates this type of crack.

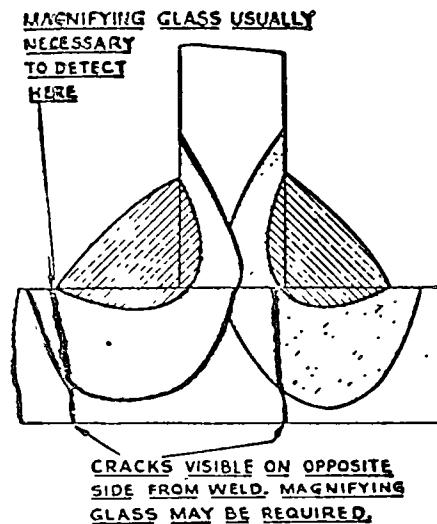


Fig. 32 — Base Metal Cracking Shown as it May Occur at the Root or Toe of a Fillet Weld

In the case of groove welds, cracks are more likely to occur in the heat-affected zone adjacent to the weld. Cracks may also occur at the edge of the weld in the zone of fusion between the weld metal and base metal. Usually this type of crack is associated with steels of high hardenability when filler metal and base metal are entirely different in composition. This tends to form alloys with unpredictable properties in this zone.

#### SURFACE IRREGULARITIES

##### Surface Holes

Occasionally welding conditions cause holes to form in the surface of the deposit. The pattern can vary from a single hole every few feet to many holes per inch. Since the atmosphere produced by a given type of electrode

(it determines arc characteristics and has some effect upon slag composition) is just as important a factor as the slag produced, any change that varies the atmosphere will affect the end result.

One such change could be the difference between the air available at the arc when a pass is being deposited at the bottom of a narrow groove, as compared to that available during deposition of the top layer of the same weld. Eliminating from consideration the base metal (which can be a factor)

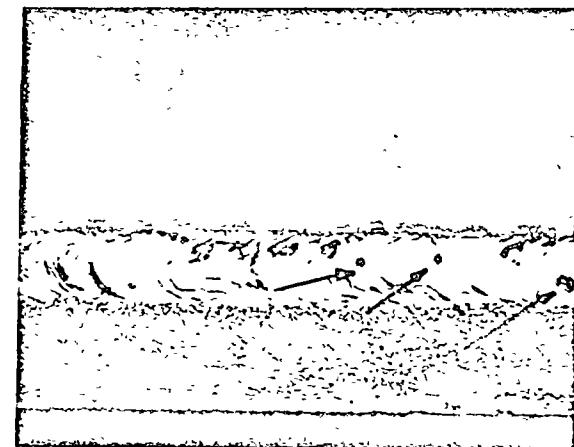


Fig. 33 — Surface Holes

improvement is usually obtained through changing the electrical conditions, such as polarity and arc length. Figure 33 illustrates the presence of surface porosity in fillet welds (often referred to as pock marks).

It is important to eliminate this type of defect or it could result in slag entrapment. When high-quality welding is the goal, it is not safe to assume that these defects will fuse out. Good welding practice dictates their removal by chipping or grinding before deposition of succeeding layers.

##### Other Irregularities

Such irregularities as varying width of surface layer, depressions, variation in height of reinforcement, and nonuniformity of weld ripple, cannot properly be classified as weld defects, however, they are a part of the weld. While they may not affect the integrity of the completed weld, they frequently are covered by specification requirements and are thus subject to inspection.

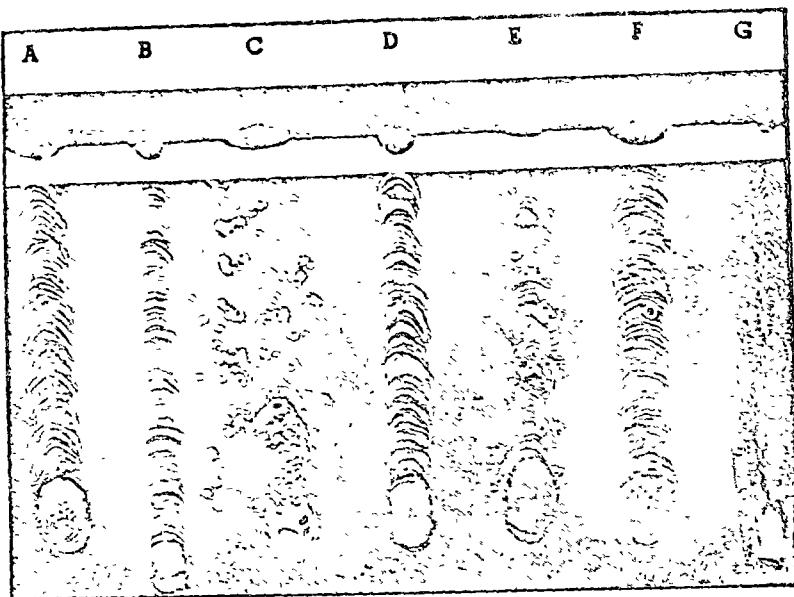


Fig. 34 — Surface Appearance of Manual Metal Arc Beads. The Specimen Shows Welds Made with Various Procedures: A Shows Weld Made by Proper Procedure; B Shows Result of Using Too Low an Amperage; C Shows Spatter and Undercut Caused by Excessively High Amperage; D Shows Weld Made Using Too Low Voltage; E Shows Excessively High Voltage; F Shows Speed of Travel Too Low; G Shows Speed of Travel Too High.

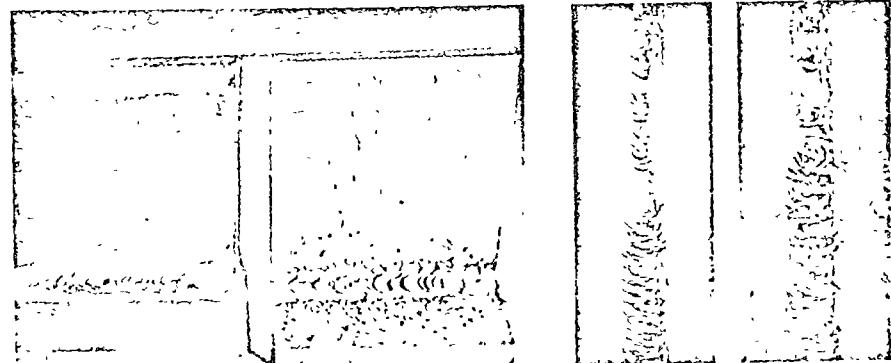


Fig. 35 (left) — Surface Appearance: Horizontal Fillet Weld has Good Surface Appearance (left), Poor Surface Appearance (right)

Fig. 36 (right) — Surface Appearance: Vertical Groove Weld has a Poor Surface Appearance Caused by Improper Welding Technique (right); Good Appearance (left)

Magnetic disturbance, poor technique and improper electrical conditions can account for these irregularities. Generally speaking, however, surface appearance usually reflects the ability and experience of the welder. As such, presence or absence of these defects is important. The more uniform the surface of a weld, the better the eye appeal. Good welding that is poorly finished should not be excused under any but most unusual conditions, even though the integrity of the job is beyond question. Such unusual conditions might be great magnetic disturbance; location (that is, the welder is welding under a severe handicap such as restricted position during welding or poor visibility); or other factors peculiar to a specific job.

Figure 34 illustrates the surface appearance of welds produced under various electrical conditions with different techniques. Figure 35 illustrates excessive spatter. Figure 36 illustrates poor surface appearance. Figure 37 illustrates satisfactory weld contours. See also Figures 83 and 84 as examples of satisfactory welds that are used as workmanship standards.

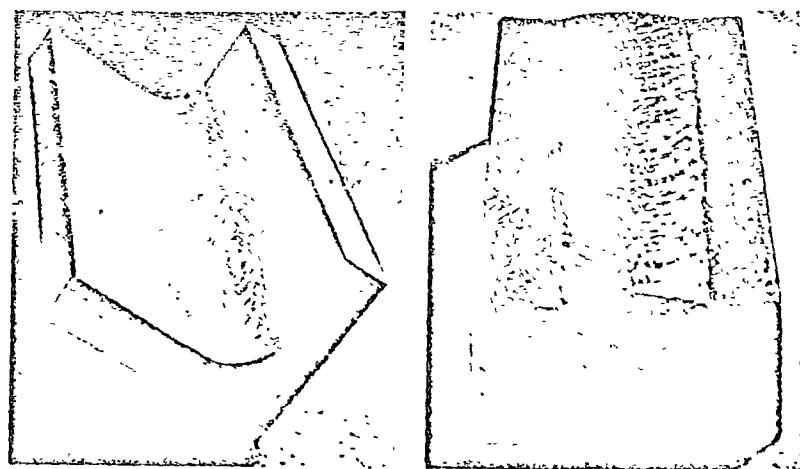


Fig. 37 — Satisfactory Weld Contours and Surface Appearance

## DEFECTS

### WELD METAL

Specific mechanical and possibly chemical properties are required of all welds made in any given weldment. The requirements depend upon the codes or specifications involved, and departure from these specified requirements should be considered a defect. These properties in general are determined with specially prepared test plates (although in some cases such

Table 2—TESTS FOR WELD AND BASE METAL DEFECTS

Defect	Methods of Testing
<b>Dimensional Defects</b>	
Warpage	Visual inspection with proper mechanical gages and fixtures
Incorrect joint preparation	Visual inspection with proper mechanical gages and fixtures
Incorrect weld size	Visual inspection with approved weld gage or workmanship samples
Incorrect weld profile	Visual inspection with approved weld gage or workmanship samples
Incorrect final dimensions	Visual inspection with proper measuring devices
<b>Structural Discontinuities</b>	
Porosity	Radiographic <sup>1</sup> — Fracture — Microscopic — Macroscopic — Eddy Current — Ultrasonic
Slag inclusions	Radiographic <sup>1</sup> — Fracture — Microscopic — Macroscopic — Eddy Current — Ultrasonic
Tungsten inclusions	Radiographic <sup>1</sup> — Microscopic — Eddy Current — Ultrasonic
Incomplete fusion	Radiographic <sup>1</sup> — Fracture — Microscopic — Macroscopic — Eddy Current — Ultrasonic
Inadequate joint penetration	Radiographic <sup>1</sup> — Fracture — Microscopic — Macroscopic — Eddy Current — Ultrasonic
Undercut	Visual Inspection — Bend Tests — Radiographic <sup>1</sup> — Eddy Current — Ultrasonic
Cracks	Visual Inspection — Bend Tests — Radiographic <sup>1</sup> — Microscopic — Macroscopic — Magnetic Particle — Liquid Penetrant — Eddy Current — Ultrasonic
Surface irregularities	Visual Inspection — Comparison with workmanship samples — Eddy Current
<b>Defective Properties</b>	
Low tensile strength	All-weld-metal tension test — Transverse tension test — Fillet weld shear test — Base metal tension test
Low yield strength	All-weld-metal tension test — Transverse tension test — Base metal tension test
Low ductility	All-weld-metal tension test — Free bend test — Guided-bend test — Base metal tension test
Improper hardness	Hardness tests
Low impact strength	Impact tests
Incorrect composition	Chemical analysis
Unsatisfactory corrosion resistance	Corrosion tests

<sup>1</sup>Includes all types of penetrating radiation techniques and their readout.

tests may be made on sample weldments taken from production). Where test plates are used, the inspector must see that specified procedures are followed so that results will be indicative of actual weldment properties.

Mechanical properties that must be checked against prescribed requirements include tensile strength, yield strength, ductility, hardness, and impact strength. Also, chemical properties may be deficient because of incorrect weld metal composition or unsatisfactory corrosion resistance.

### BASE METAL

It should be pointed out that not all defects are due to improper welding conditions. Many such difficulties may be attributed to the base metal. Base metal requirements are controlled by applicable specifications, and departure from these should be considered a defect.

Base metal properties that may not meet prescribed requirements include chemical composition, cleanliness (lamination, stringers), surface conditions (scale, paint, oil, etc.), mechanical properties, and dimensions.

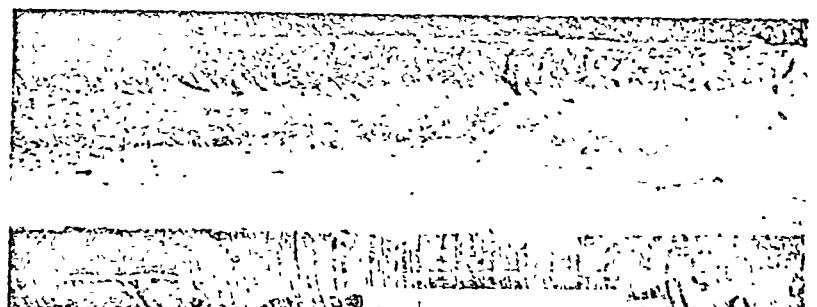


Fig. 38 — Laminations (indicated by arrows) on the Cut Edge of a Rolled Plate

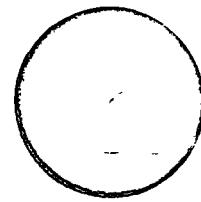
Figure 38 illustrates the presence of laminations in rolled steel. The inspector should keep factors such as these in mind when he is trying to determine the causes of welding difficulties that have no apparent cause.

### METHODS OF TESTING

Table 2 indicates the usual methods of testing for the various defects discussed in this section. Not all the test methods listed are equally effective under all circumstances. The test methods referred to are described in detail in Sections 11 and 12.



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES.

EMPLEO DE RESINAS EN LA REPARACION DE ESTRUCTURAS DE  
CONCRETO.

ING. GUSTAVO DECTOR.

## - INTRODUCCION

1

La industria de los plásticos ha tenido un gran desarrollo en los últimos años; constantemente son lanzados al mercado nuevos materiales con propiedades nuevas y en algunos casos asombrosas. Podemos considerar dentro de este grupo a las resinas epoxy, las que han incrementado en los EE. UU. su producción a grandes volúmenes en pocos años. El uso de estos plásticos como materiales de construcción, es ya francamente aceptado en todo el mundo; en México estas resinas empiezan a tener acogida debido a los múltiples problemas que resuelven.

El conocer estos productos, su comportamiento y sus aplicaciones en la construcción, es lo que ha motivado la elaboración de esta Tesis, sin embargo el conocimiento y las experiencias obtenidas en ella son pequeñas al darse cuenta de el campo tan extenso que pueden abarcar estas resinas.

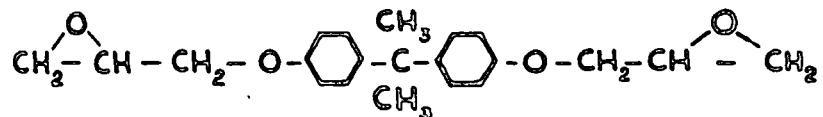
Es pues el presente, un trabajo que se espera pueda contribuir en forma modesta, al conocimiento de la utilidad en la industria de la construcción de estos plásticos.

## DESCRIPCION DE LAS RESINAS EPOXY

El empleo de los plásticos como materiales estructurales no se encuentra actualmente muy difundido menos aún el de las resinas de tipo epoxy. Sin embargo el incremento en la demanda de estos materiales ha forzado la investigación de estas resinas y el descubrimiento de nuevos usos y aplicaciones.

Las resinas epoxy fueron sintetizadas en los E.E.U.U., por vez primera, del carbón natural o mineral coke durante la década de los "40", siendo inmediatamente reconocidas en el campo de los plásticos como poseedoras de una combinación sorprendente de propiedades. Actualmente existen en el mercado mundial alrededor de 100 diferentes resinas epoxy, con pesos moleculares variando de 300 a 3 800, siendo las de bajo peso molecular líquidas y las de alto peso molecular sólidas. El nombre epoxy se deriva del griego en el cual epi significa "fuera" y oxido "oxígeno" ya que este "oxígeno" se encuentra fuera del grupo epoxy.

Una resina epoxy típica es una larga molécula con un grupo epoxy en cada extremo



Los compuestos o sistemas epoxy vienen presentados en varias formas pero básicamente son dos componentes; el primero tiene como ingrediente fundamental la resina siendo el ingrediente básico del otro componente el endurecedor, que es usualmente una polyamina, polyamida o amína. Cada uno de los componentes es individualmente estable por un período indefinido, sin embargo una vez mezclados en la proporción específica

cada, una reacción química exotérmica da comienzo transformándose la mezcla en un tiempo relativamente corto en un sólido plástico cuyas moléculas ya no son libres para moverse siendo el anterior un proceso irreversible y permanente.

El uso del endurecedor no es obligado puesto que calentando la resina a temperaturas muy elevadas, es posible lograr la reacción pero esto no es recomendable y menos aún en el campo en el que será complicado y laborioso obtener dichas temperaturas.

Para cada una de las resinas epoxy existentes es posible usar aproximadamente 75 diferentes agentes endurecedores además, dado que el compuesto al fraguar es relativamente quebradizo, es necesario darle flexibilidad con otros agentes denominados flexibilizadores. Otro ingrediente necesario es un reactivo diluyente para reducir la viscosidad y lograr para el sistema epoxy una mayor penetración. Todos los componentes anteriores forman lo que se llama un compuesto o sistema epoxy. De manera que con 100 resinas diferentes, 75 agentes endurecedores, un gran número de flexibilizadores y muchos diluyentes reactivos es posible obtener cerca de un millón de sistemas epoxy, muchos de los cuales no tienen aún aplicación práctica. Por lo cual nos damos cuenta que al hablar de sistemas o compuestos epoxy podemos estar refiriendo a cualquier compuesto del millón citado anteriormente, concluyéndose que la resina y el endurecedor solos, tienen usos limitados y en la mayoría de los casos no están especificados para usos determinados ya que deben pasar por las manos de un formulador experto que modificará agregando flexibilizador, diluyente, etc., -

para crear un producto diseñado con algún uso específico.

Podemos decir que los sistemas epoxy en general tienen cuatro características principales:

1). - Como primordial propiedad una adherencia excepcional.

La razón, es que los materiales en los cuales el sistema es aplicado poseen polaridad positiva en su superficie, durante la reacción química que se efectúa, al entrar en contacto los componentes del sistema, existen grupos cuya polaridad es negativa; así mientras dura la reacción química los iones negativos son atraídos por los positivos en la superficie del material en el cual es aplicada la resina, esta ligazón, es comúnmente más fuerte que la superficie del material que ha sido ligado, siempre y cuando se sigan ciertas precauciones elementales.

2). - Dentro de estas características podemos citar en segundo lugar alta resistencia a los agentes químicos.

Esta resistencia es debida a que después del endurecimiento las largas moléculas típicas de la resina-epoxy están tan cerca y las cadenas son tan firmes que no permiten la entrada de solventes ni substancias químicas.

3). - Los sistemas epoxy ya endurecidos, son usualmente buenos para resistir temperaturas hasta los 120°C., más allá de los 120°C que citábamos una disgregación térmica tiene lugar y el sistema generalmente pierde su adherencia. Los compuestos epoxy ya fraguados tienen un coeficiente de expansión térmico de 3 a 5 veces mayor que el del concreto, pero con la adición de agregados finos lo cual nos dará un mortero -

epoxy, lograremos tener coeficientes térmicos menores que los anteriores. La temperatura ambiente influye en forma definitiva en el tiempo inicial de fraguado cuando el compuesto es calentado a una temperatura de 37°C., la reacción es tan rápida que este no podría ser mezclado ni usado propiamente en cambio a temperaturas abajo de 10°C., la reacción es retardada y en algunos casos el endurecimiento no es total.

4). - Generalmente las resinas epoxy no son tóxicas, después de curar, sin embargo el sistema no curado puede causar intoxicaciones en personas sensibles siendo estas del tipo de las causadas por la hiedra venenosa. ,

Mientras que las resinas son ligeramente tóxicas, los agentes curadores o endurecedores usados en las resinas son altamente tóxicos y muy cáusticos, quemando algunos de ellos la piel en menos de cinco minutos; por lo tanto es recomendable tomar ciertas precauciones que nos evitan molestias y problemas.

Es recomendable trabajar en áreas bien ventiladas, usar ove roles y guantes, anteojos o goggles ya que en ocasiones e involuntariamente el guante puede llevarse al ojo y provocar lesiones.

En caso de contacto directo con el sistema se recomienda:

Sí es en la ropa; limpiarla lo más rápido posible, porque si no se hace de inmediato ésta muy probablemente se echará a perder.

Sí es en el cuerpo; lavarse inmediatamente con jabón y agua para quitarse las partículas que se hayan depositado en la piel.

Sí es en los ojos; lavarse estos inmediatamente con agua y

buscar en seguida atención médica.

En general se recomienda no usar otros solventes fuera del agua y el jabón, ya que muchos solventes lo único que harán, al usarlos se- rá facilitarle al sistema la penetración en la piel.

La regla principal con objeto de prevenir accidentes es expli-car al trabajador las precauciones necesarias cuando se utilicen sistemas - epoxy.

El uso adecuado de estos compuestos no es peligroso de nin-guna manera las posibilidades de accidente son pequeñas pero el quemarse, dañarse la vista o cualquier tipo de trastorno hacen necesario el tomar precauciones esenciales.

La primera noticia del uso de los compuestos epoxy como elementos mecánicos y más específicamente en la construcción, se relacio-na con el departamento de Caminos del Estado de California U.S.A., en donde se usaron estos en plan de adhesivos para fijar un separador de tránsito de hormigón prefabricado que un impacto había destrozado y volteado, las varillas que quedaron en el camino se convirtieron en un peligro para el tránsito, el departamento investigó el uso de compuesto epoxy como adhesivo , aprobando sus cualidades como tal y usandolo para fijar nuevamente las secciones del separador eliminando las varillas de acero.

Actualmente el campo de la construcción ha sido ampliado para las resinas epoxy usándose éstas como:

Capa de protección antirresbalante y contra el desgaste en pi-sos de concreto; membranas impermeables; compuestos para remiendos, -

Selladores de juntas y grietas, Adhesivos para pegar concreto fresco y concreto prefabricado al concreto viejo, Morteros, Pinturas para marcar líneas de tránsito, Pinturas contra la corrosión en superficies para evitar el ataque de los ácidos, Adhesivos para pegar acero, piedra, concreto, madera, ladrillo, plásticos térmicos y otros materiales de construcción; y como conector sujeto a fuerza cortante en elementos estructurales compuestos.

Un problema muy común en el desarrollo de una obra de Ingeniería, ha sido el lograr adherencia entre concreto fresco y concreto endurecido, la aplicación del tipo adecuado de sistema epoxy comúnmente nos resuelve este delicado problema puesto que una de las características principales de estos compuestos es su alta adherencia electromagnética. Es pues natural que la primera aplicación de los sistemas epoxy en la construcción haya sido en plan de adhesivo. Sin embargo, otra característica de los epoxidos es que en un medio húmedo no curan apropiadamente lo cual hizo que se requirieran pruebas con objeto de encontrar el compuesto apropiado para el uso citado, encontrándose que una mezcla epoxy-polysulfida solucionaba el problema.

Actualmente existen muchos compuestos epoxy-polysulfidas y se ha logrado un avance tal, que en el momento hay ya en el mercado resinas epoxy que curan o endurecen bajo el agua.

Algunas características del compuesto necesarias para una buena adherencia son:

a).- Una duración de trabajabilidad de 40 a 45 minutos para-

3.00 litros a 21°C.

b).- Tiempo suficiente y duradero de contacto; es decir el tiempo después de mezclar, durante el cual el concreto húmedo debe ser aplicado con objeto de poder preparar una superficie lo suficientemente grande para ser colada al mismo tiempo. Podemos decir que en general un tiempo de contacto razonable es de 1½ a dos horas, después de esto es esencial que el compuesto cure lentamente, es decir endurezca en un término de cinco a siete días; ambos, el concreto y el compuesto, deben endurecer correctamente, lo cual nos asegurará una adherencia completa entre el concreto viejo y el fresco.

3).- La viscosidad del material es importante, esta no debe ser mayor que la de una pintura de aceite de alrededor de 2500 centipoises, es decir debe ser lo suficientemente frabitable para aplicarla en concretos lisos, pulidos o resbaladizos; el rendimiento es de 3.00 cm<sup>3</sup> por m<sup>2</sup> en dos manos en concreto fresco.

La combinación del sistema epoxi-polysulfida puede ser usada para pegar materiales rígidos, pero debido a su lento curado inicial y largo curado final propiedades necesarias para el uso especificado no es recomendable, ya que esto significa el uso de refuerzo extra, puntales, etc., para evitar que trabaje el material antes de su curado inicial. Por otro lado se puede lograr un compuesto epoxy que tenga un curado inicial de minutos, pero esto significa una generación tremenda de calor, lo que provoca que el compuesto se queme solo y se carbonice. Es por eso que para materiales rígidos se ha buscado una solución intermedia entre las d-s citadas

9

anteriormente y se ha desarrollado un segundo tipo de adhesivo para materiales rígidos.

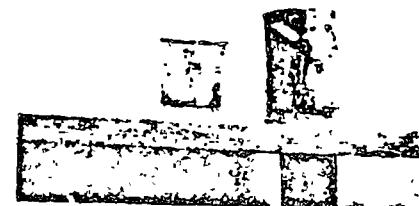
Con muy pocas excepciones cualquier material puede ser pegado a otro material con el adhesivo epoxy indicado siempre y cuando se trate de superficies limpias; entre estas contadas excepciones estan algunos neoprenos, vinylos, polyethylenos, metales galvanizados, recubrimientos de zinc y otros.

En el uso de este epoxido adhesivo que podríamos llamar rápido, no se hace necesario darle presión a los materiales para pegarlos pues tan pronto estos estan en contacto o el espacio entre ellos es llenado con adhesivo se producirá la unión rápidamente.

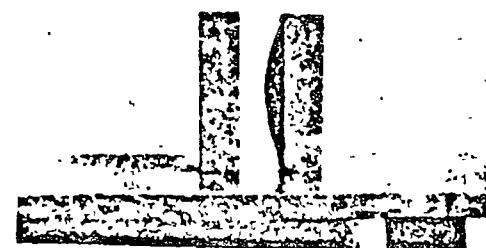
Los compuestos epoxy de baja viscosidad pueden ser mezclados con arena lográndose un mortero con buenas características de trabajabilidad, resistencia, impermeabilidad y economía.

El agregado usado es comunmente arena silica seca y uniforme en cuanto a graduación, dependiendo su tamaño de el grado de trabajabilidad que se deseé.

Es importante recalcar que los compuestos epoxy tienen usos muy variados pero que esto no significa que cualquier tipo de compuesto sirva para resolver cualquier necesidad. Un sistema epoxy específico, debe ser usado solamente para el propósito para el que fué creado, con objeto de evitar malos resultados en el uso de estos plásticos.



Probetas de compuesto epoxy. El de la izquierda fué controlado en su reacción térmica, no así el de la derecha que presenta gran cantidad de vapor (Fig. 1) y un mayor volumen (Fig. 2) a pesar de haberse usado la misma cantidad de compuesto epoxy.



# Reparación y refuerzo de edificios dañados por el sismo del 3 de mayo de 1965 en la ciudad de San Salvador, El Salvador\*

Guillermo GUERRERO V. \*\*

## ANTECEDENTES

En la ponencia presentada por Emilio Rosenblueth y Jorge Prince se trataron ampliamente las características del sismo ocurrido, los tipos de estructuración existentes y las fallas observadas en algunas de las principales construcciones de la Ciudad de San Salvador. Dentro del programa de ayuda técnica del Gobierno de México al de El Salvador y con la colaboración de ingenieros salvadoreños de las dependencias oficiales, se efectuaron inspecciones en las que fue posible observar materiales, tipo de estructuración, procedimientos constructivos y daños. Se verificaron los criterios de análisis y de diseño estructural empleados en el proyecto original de los edificios. En aquellos que no sufrieron daños severos se efectuaron reparaciones que restituían la capacidad original de la estructura.

La ciudad de San Salvador no tiene código que reglamente en forma adecuada las construcciones. Al ocurrir el sismo del 3 de mayo se presentó un estado de emergencia que obligó a las autoridades a tomar medidas inmediatas, que atenuaran los problemas existentes. Se dotó a la población afectada de habitaciones provisionales, se ordenó la inspección de edificios dañados para desalojar y apuntalar aquellos que fuese necesario, mientras se decidió su demolición o reparación y se programó la elaboración de normas de emergencia para revisión y reparación de edificios.

## EDIFICIOS DAÑADOS

Previamente a la decisión de reparación o refuerzo de cada edificio dañado, se elaboró un programa a seguir, el que puede resumirse en los siguientes puntos:

1. Inspección detallada del edificio incluyendo levantamiento cuidadoso de daños en elementos estructurales así como en todos los elementos que no forman parte integrante de la estructura propiamente dicha.
2. Estudios en planos estructurales y arquitectónicos en caso de existir. Si no se cuenta con ellos debe hacerse medición de sección

nes de todos los diferentes elementos estructurales.

3. Cuantificación de cargas reales que obran en la estructura.
4. Análisis estructural para estimar la resistencia de la estructura y determinar la magnitud del refuerzo necesario en su caso. En esta etapa se hace necesario conocer los tipos de materiales y equipo con que se cuenta, el costo y calidad de mano de obra y el sistema constructivo a emplear en la reparación y refuerzo. Mediante un análisis preliminar puede estimarse el costo de reparación y tomar una decisión al respecto.
5. Análisis y diseño definitivo del refuerzo necesario. Debé mencionarse la importancia que tiene el punto 1 en los casos en que no se cuenta con los planos arquitectónicos y estructurales, ya que de la interpretación que se haga de los daños, dependerá el refuerzo del edificio y por lo tanto el comportamiento de la estructura ante sismos futuros.

## REPARACION Y REFUERZO

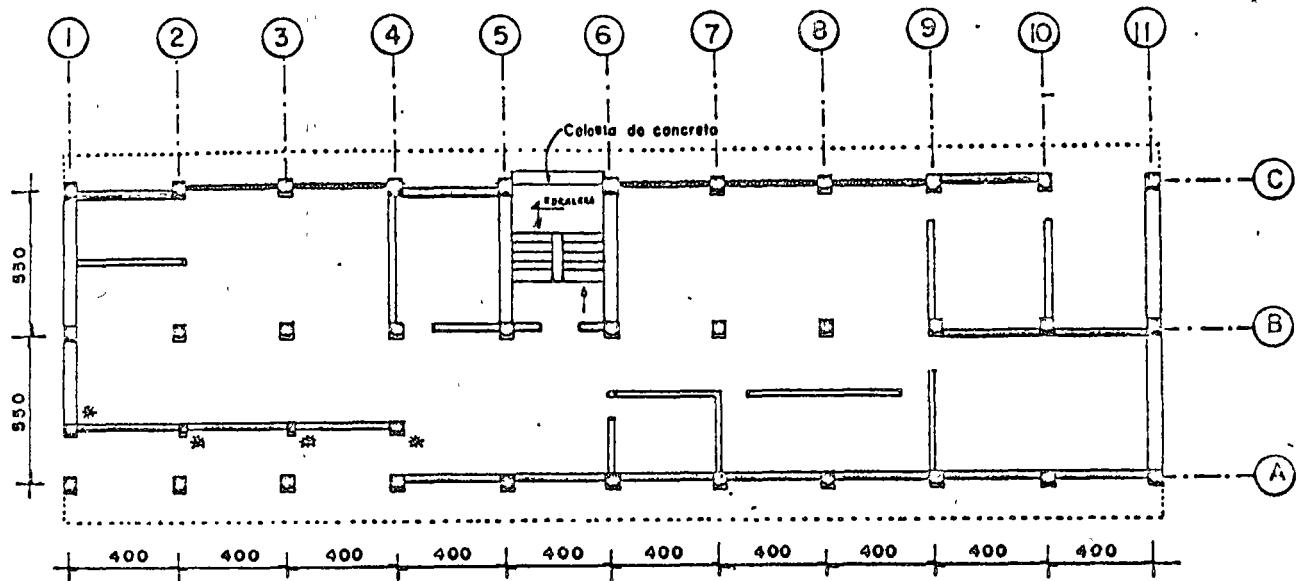
Presentamos como ejemplo uno de los edificios severamente dañados. Este edificio consta de planta baja y dos pisos destinados a comedores, dormitorios y salas de labores para mujeres (véanse las figs. 1-3). La estructura es de concreto y su cimentación está constituida por zapatas aisladas con dalas de liga.

En la dirección transversal, la estructura consta de marcos rígidos con algunos tableros de muros de tabique enmarcados por las columnas y trabes. En la dirección longitudinal los marcos son muy flexibles, ya que las trabes no están ligadas a las losas (véase la fig. 4) y su sección es pequeña; en esta dirección existen muretes de tabique de 1.60 m de altura que restringen la deformación de las columnas.

Los daños sufridos por este edificio se deben principalmente a la presencia de elementos rígidos (muros y muretes de tabique en ambas direcciones) omitidos en el diseño original, lo que contribuyó a concentraciones de rigidez en algunos elementos de la estructura, concentraciones que provocaron las fallas mencionadas. Otras causas que pueden haber contribuido a aumentar los daños son los procedimientos constructivos usados y la calidad de los materiales empleados.

\* Ponencia presentada en el Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jal., nov. 1965.

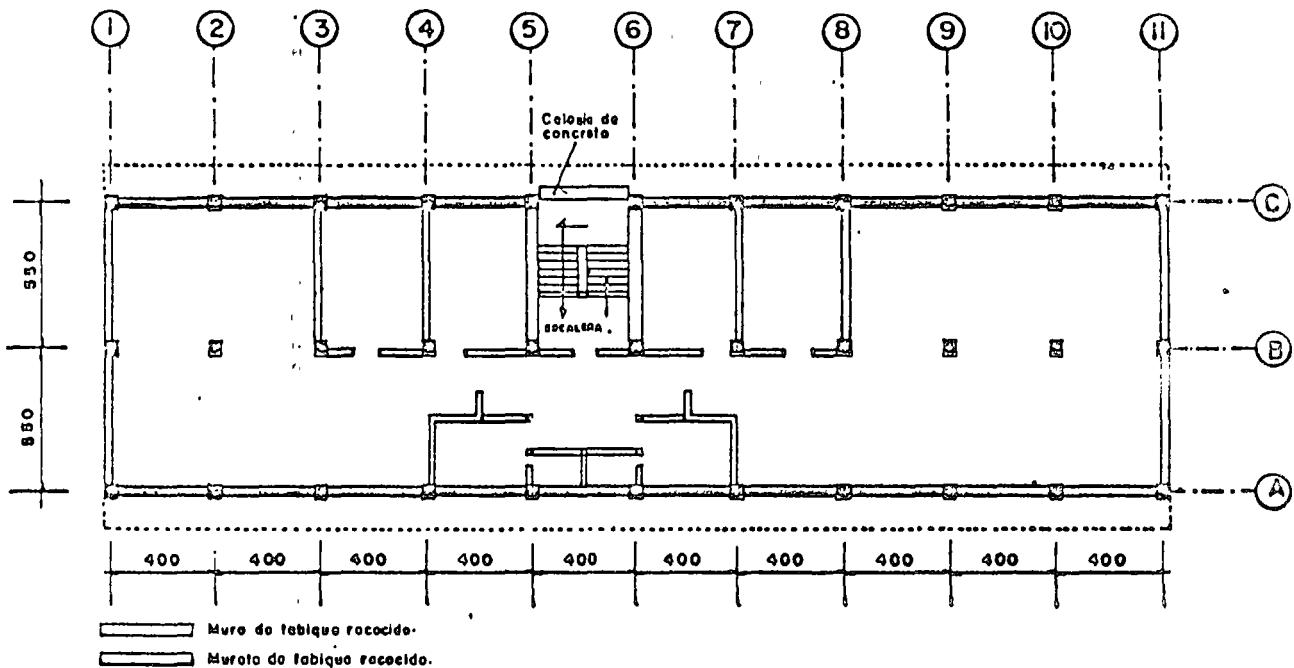
\*\* Gerente de Estructuras de Diseño Racional, A. C.



PLANTA BAJA

(PROYECTO ORIGINAL)

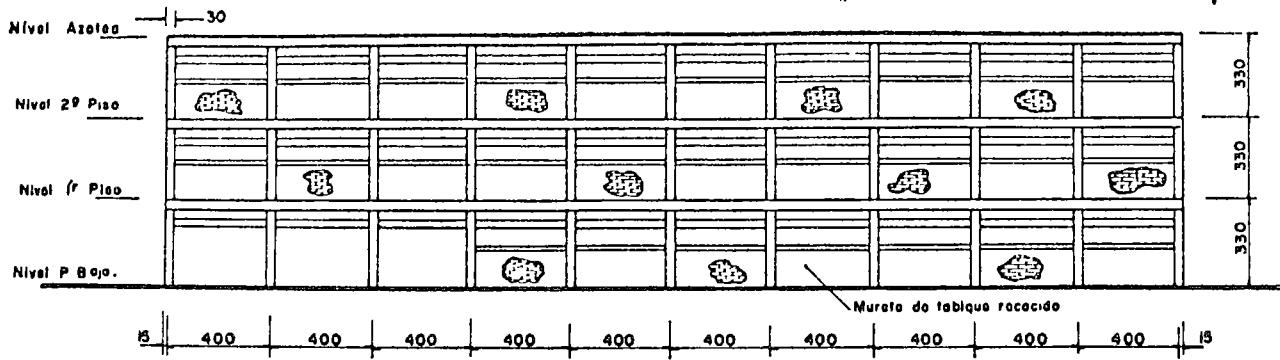
FIGURA 1



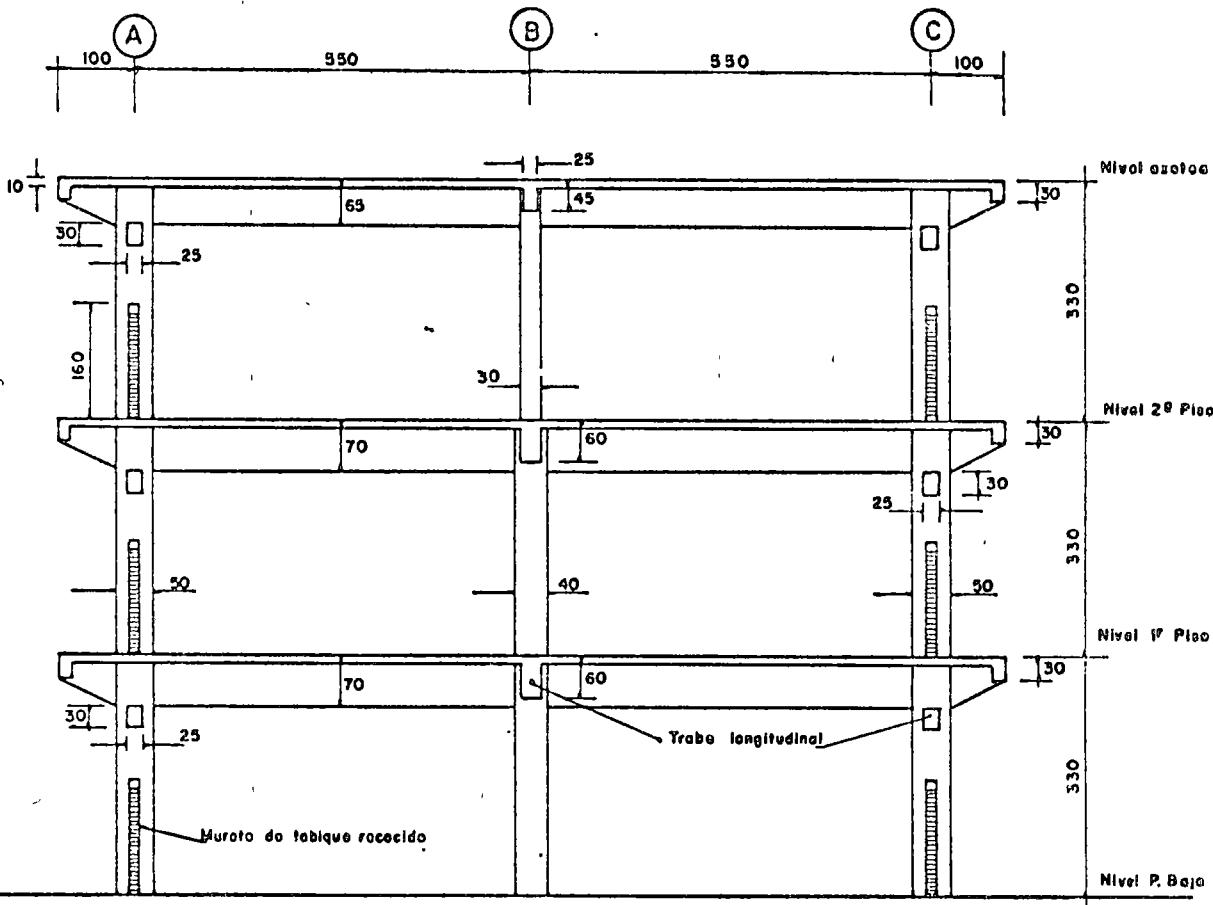
PLANTA TIPO

(PROYECTO ORIGINAL)

FIGURA 2



FACHADA PRINCIPAL  
( PROYECTO ORIGINAL )



**CORTE TRANSVERSAL**  
( PROYECTO ORIGINAL )  
**FIGURA 4**

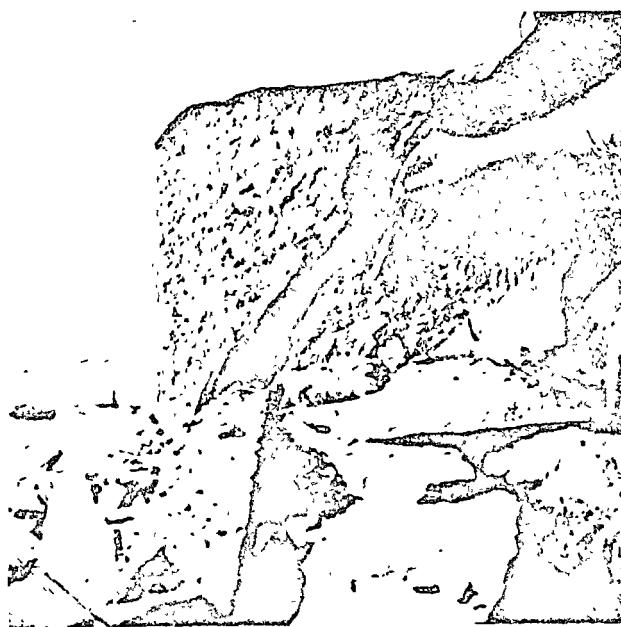


FIGURA 5

Fue necesario desalojar y apuntalar el inmueble ya que la magnitud de los daños en las columnas (véanse las figs. 5-7) ponían en peligro su estabilidad.

Se hizo una verificación respecto a los planos estructurales de las secciones existentes de los diferentes elementos de la estructura así como la cuantificación de las cargas reales permanentes que obran en ella.

Se estimaron los esfuerzos provocados por sismo apegándose a las Normas de Emergencia de Diseño Sísmico elaboradas como parte del pro-



FIGURA 6



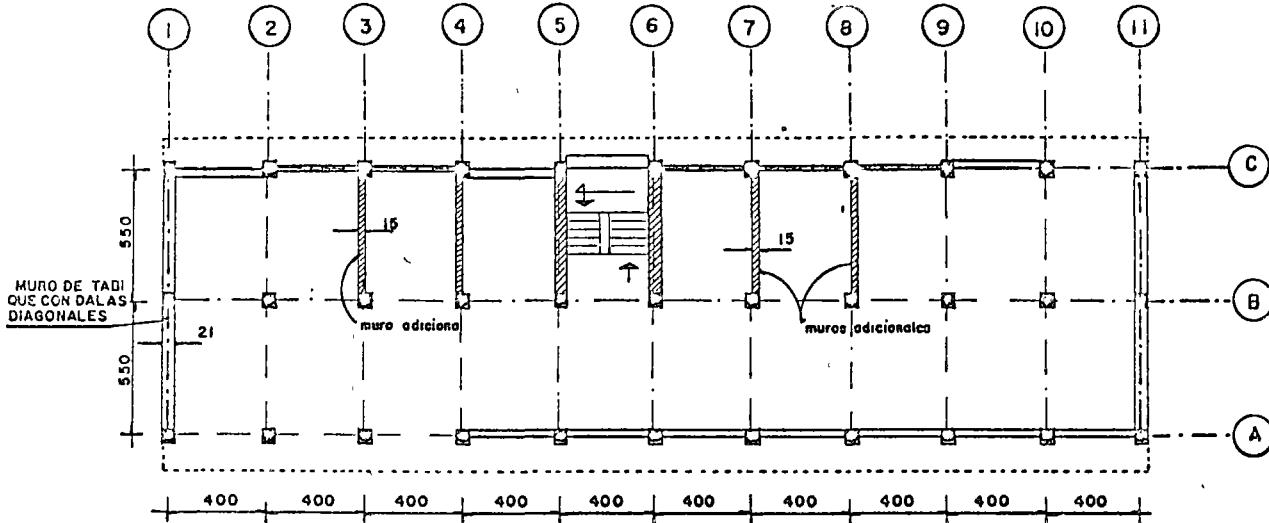
FIGURA 7

grama de ayuda técnica; con estos esfuerzos y los resultantes de las cargas verticales se revisaron los diferentes elementos que constituyen la estructura.

El refuerzo en la dirección longitudinal consistió en aumentar de sección las columnas y tráves en todos los niveles, ya que con las dimensiones originales la estructura sufre desplazamientos del orden de dos y media veces los permisibles y las secciones no son capaces de resistir los esfuerzos resultantes del análisis de carga vertical y sismo. Se desecharó la solución consistente en adicionar muros rígidos, ya que el funcionamiento del edificio se hubiera visto afectado por ser indispensable la ventilación cruzada. Los muretes de tabique en esta dirección se desligaron para permitir que las columnas se deformen libremente.

En la dirección transversal se efectuó un análisis previo para determinar si los marcos existentes eran capaces de soportar los esfuerzos adecuadamente sin necesidad de aumentar su resistencia. Se dedujo que las tráves están capacitadas para absorber los esfuerzos originados por cargas verticales, pero al considerar los esfuerzos provocados por el sismo se hacia necesario aumentar las secciones de tráves y columnas en todos los niveles. Esta solución es obviamente muy cara por lo cual se desecharó, tratando de encontrar una solución combinada de muros rígidos y marcos en la cual el refuerzo en marcos fuera el mínimo. La solución adoptada se muestra en la fig. 8; esta solución permite reforzar únicamente las columnas lo cual, como se ha mencionado, es indispensable en la dirección longitudinal.

Para análisis en ambas direcciones se supusieron articulaciones en las columnas de planta baja para reducir el refuerzo en las zapatas, ya que



SÍGNOS CONVENCIONALES:

- MURO DE TABIQUE RECOCIDO CON DALAS DIAGONALES.
- MURO DE TABIQUE RECOCIDO.
- MURETE DE TABIQUE RECOCIDO DESLIGADO

PLANTA BAJA

FIGURA 8

éstas se encuentran en condiciones adecuadas ante cargas estáticas.

El empleo de muros con contravientos diagonales (véase la fig. 9) como elementos para tomar fuerza cortante obedece a razones económicas, a la escasez de equipo y a que la mano de obra disponible está poco especializada. Por lo que respecta al aumento de secciones en trabes y columnas se ha recurrido a concreto reforzado (véanse las figs. 10-12) empleando cimbra para su colado ya que no era aconsejable, por razones económicas y de calidad de mano de obra acudir a otros sistemas.

Debido a que las losas de las escaleras están diseñadas apoyadas únicamente en su dirección

longitudinal, fue posible desligarlas de los muros laterales, para evitar las fisuras que se presentarán en la unión de losas y muros provocadas por sismos futuros.

En concreto nuevo el uso de aditivos fue muy limitado, ya que en el país no se producen estas sustancias, por lo que su costo es excesivo.

El sistema de apuntalamiento empleado debía absorber esfuerzos por carga vertical y ser capaz de resistir los debidos a un sismo intenso que pudiera presentarse, por lo cual fue necesario usar puntales de madera verticales y diagonales ligados entre si en forma adecuada y fuertemente troquelados contra la estructura.

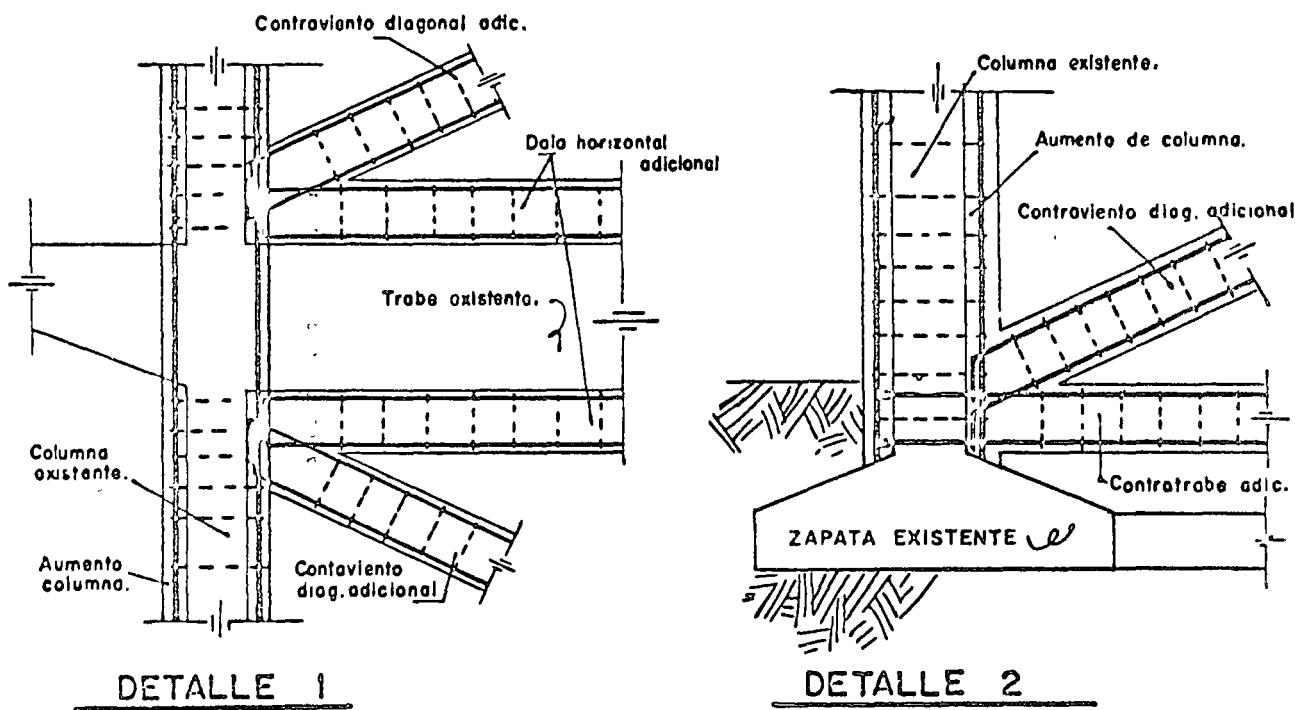
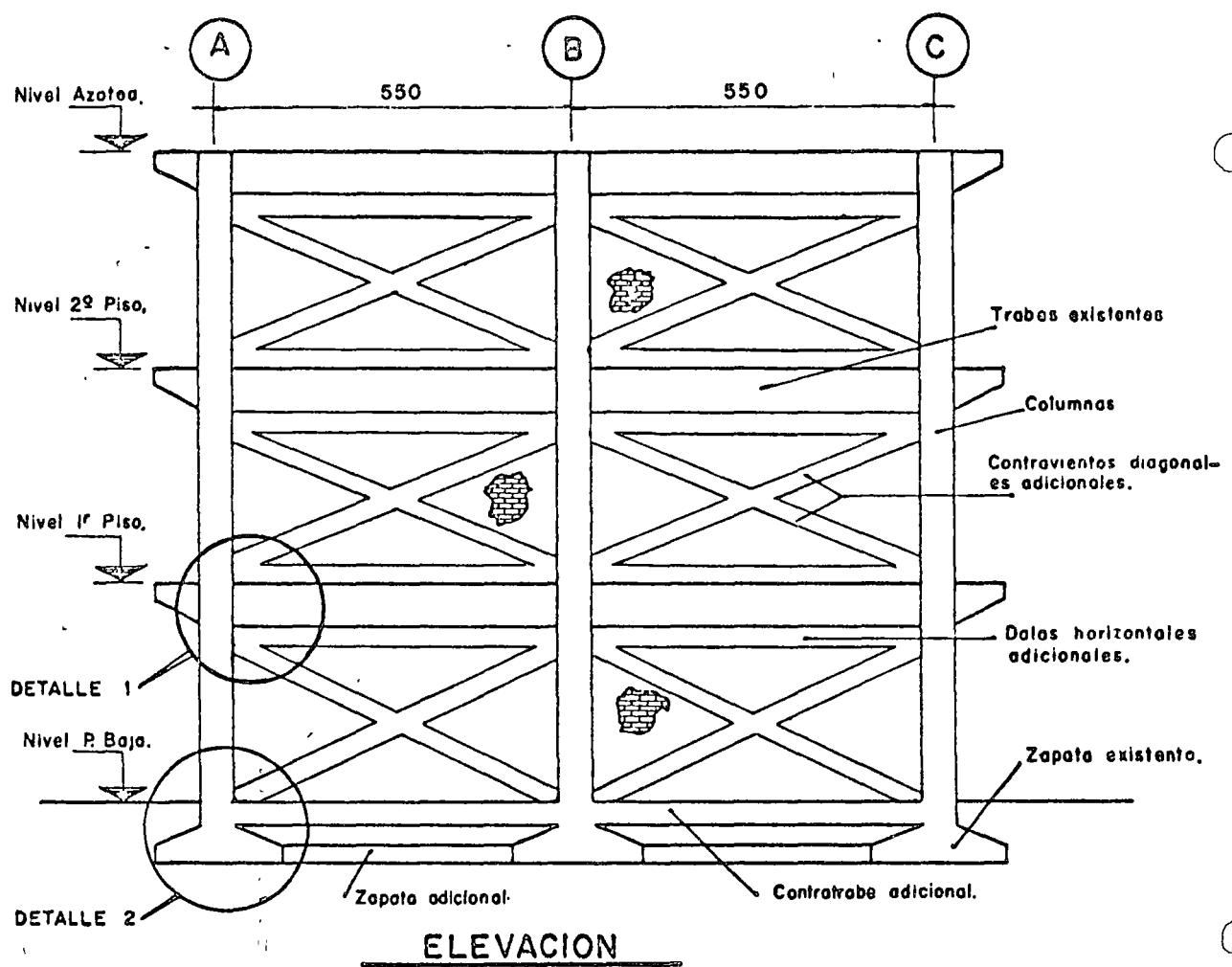
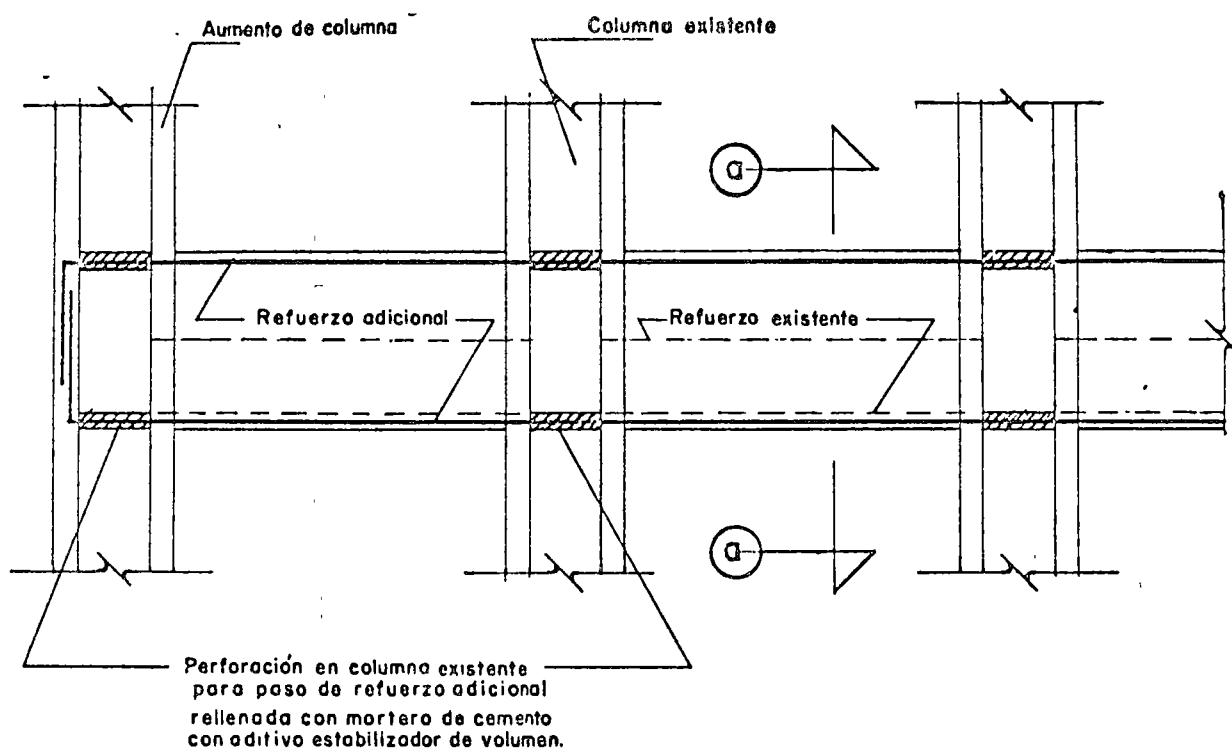
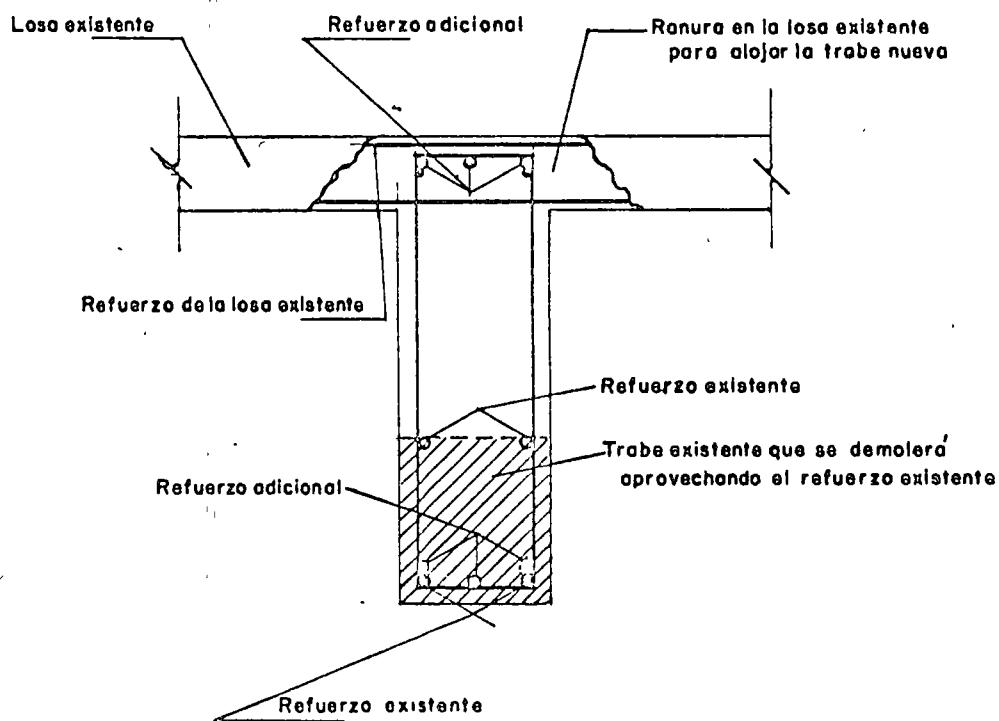


FIGURA 9

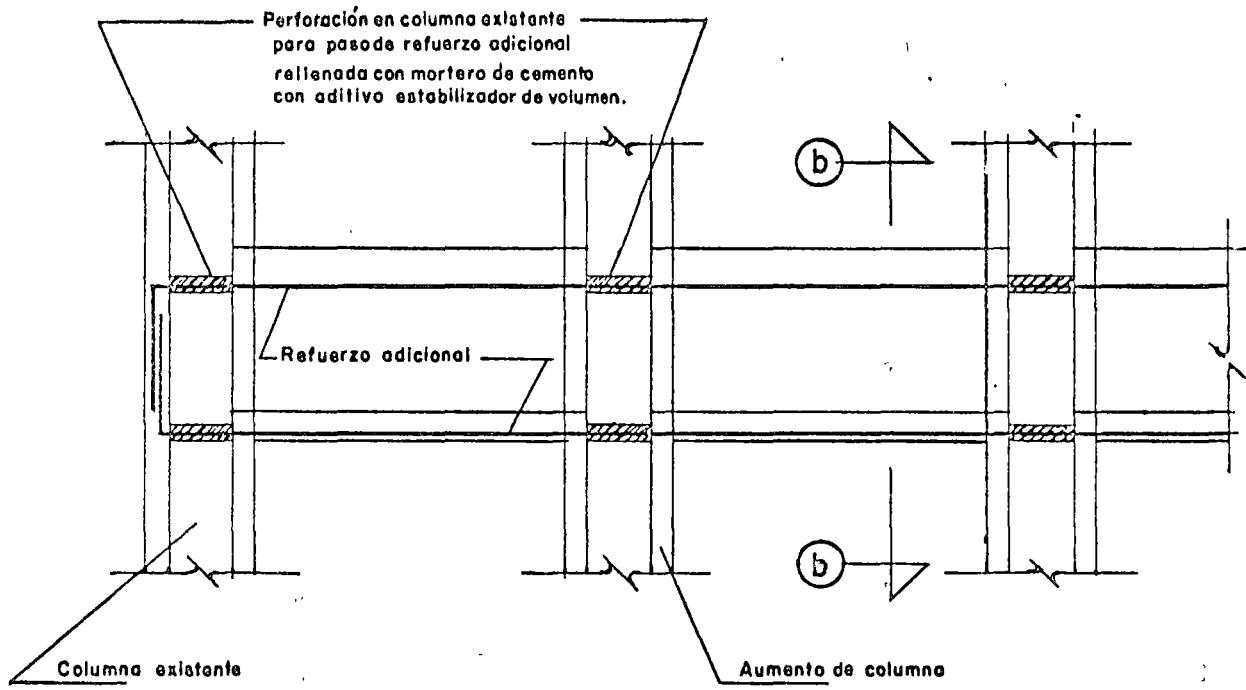


### REFUERZO TIPICO TRABES EJES A y C

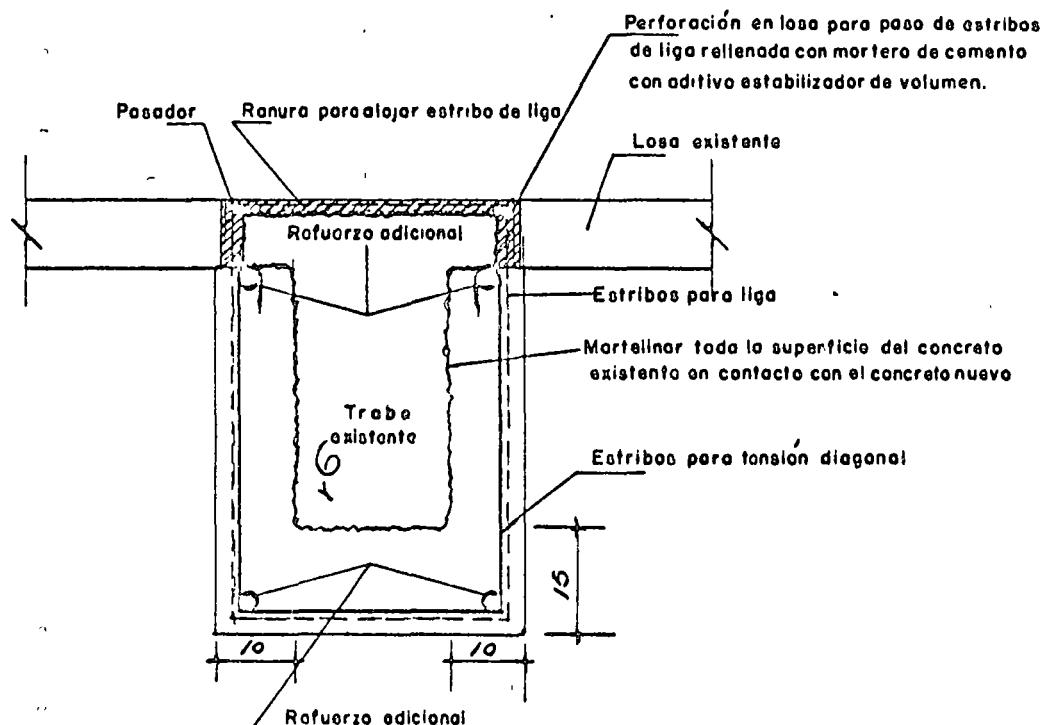


SECCION a - a

FIGURA 10



### REFUERZO TIPICO, TRABE EJE B



### SECCION b — b

FIGURA 11

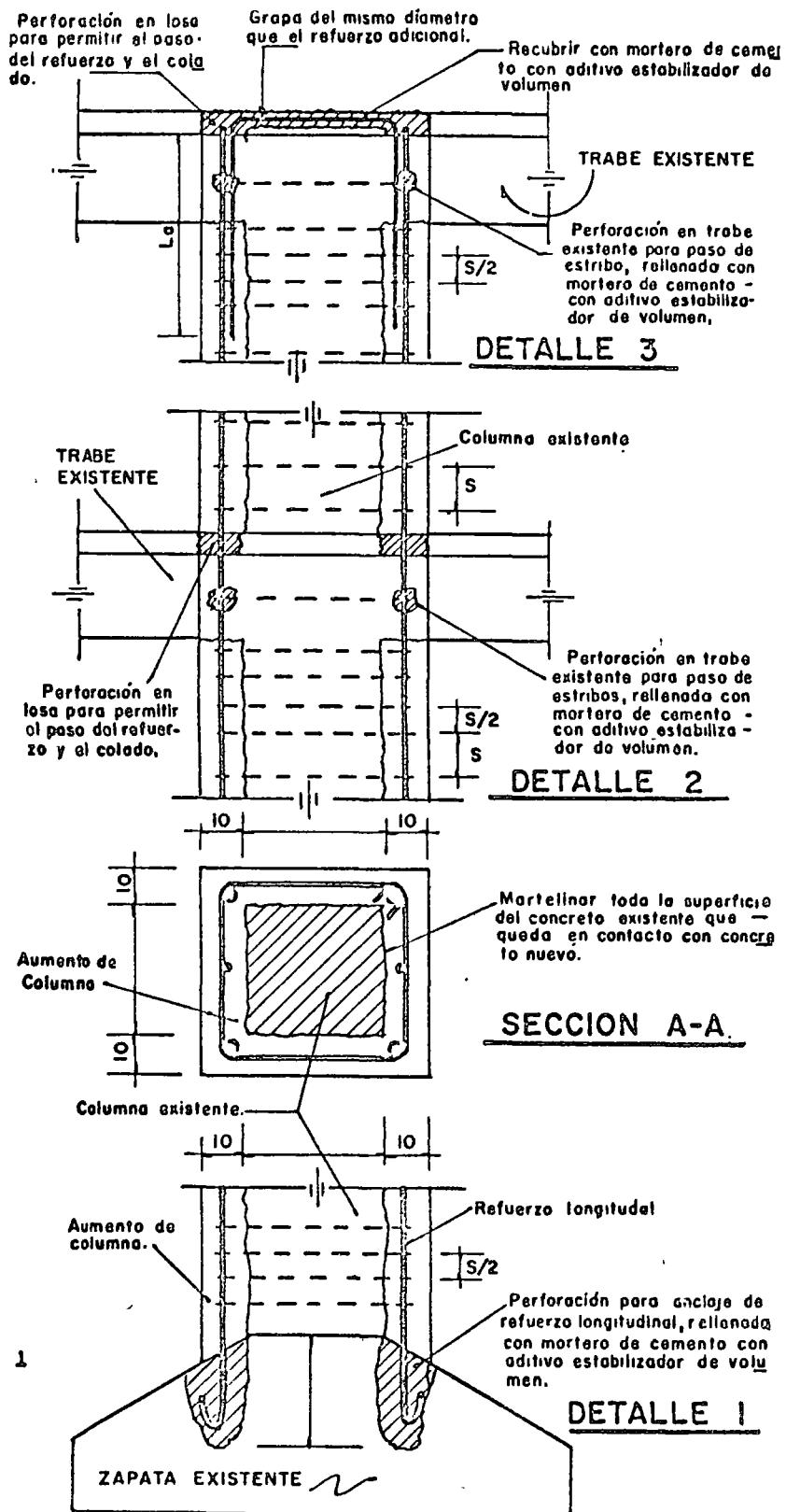
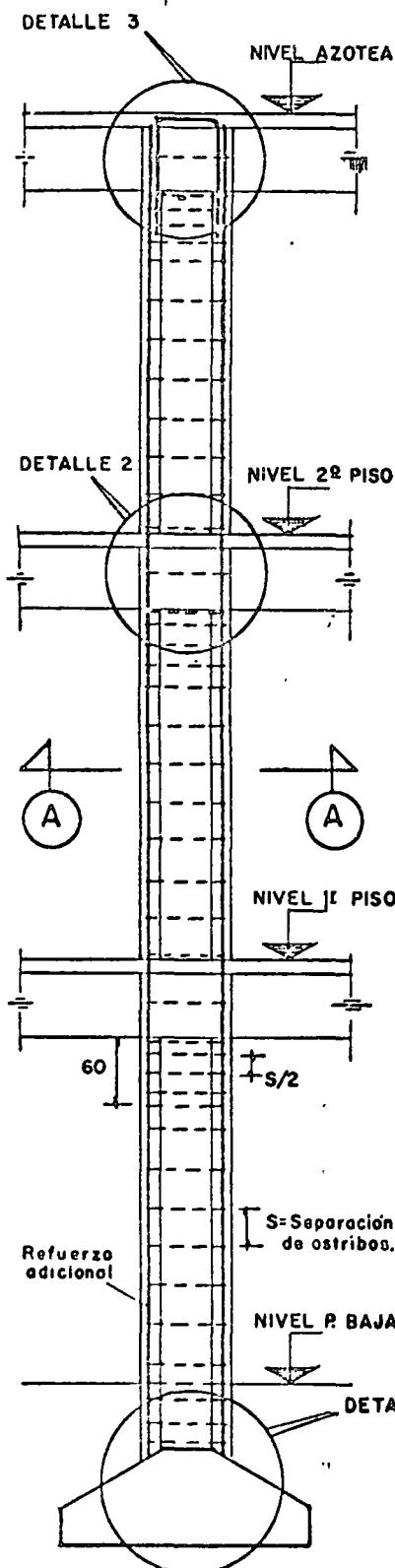
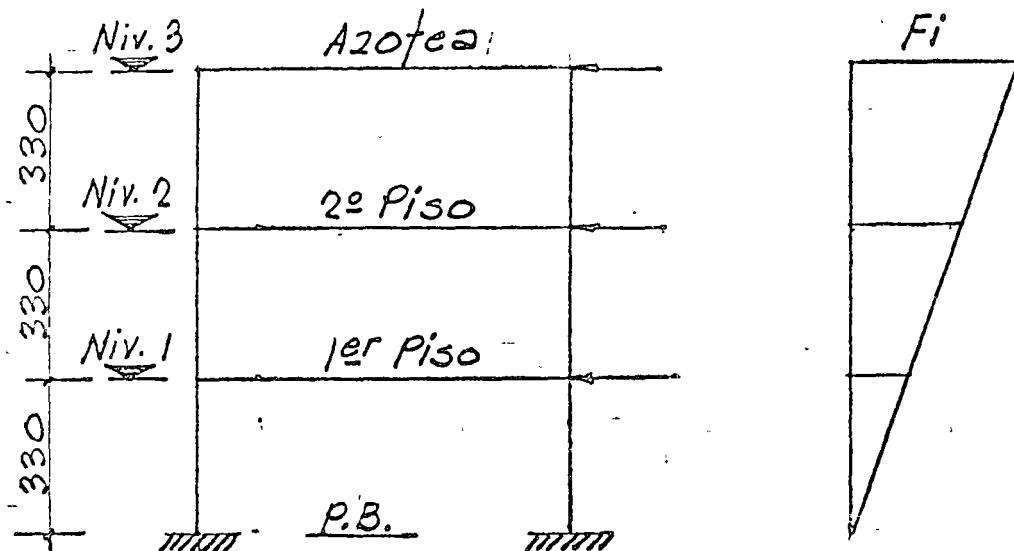


FIG. 12. Detalle típico de refuerzo en columnas

Análisis Sísmico.

Nivel	hi (mt.)	Wi (Ton)	Wihi T.m.	Dirección transversal		Dirección longitudinal	
				Fi	Vi	Fi	Vi
3	9.90	264 ton.	2610	134	134	67	67
2	6.60	440 ton.	2900	148	282	74	141
1	3.30	440 ton.	1450	74	356	37	178
P.B.							

$$\varepsilon = 1144 \quad \varepsilon = 6960$$

$$F_i^* = \frac{\varepsilon Wi}{\varepsilon Wihi} \quad \text{y} \quad Wihi = \frac{1.3 \times 0.24 \times 1144}{6960} \quad (Wihi) = 0.0512 (Wihi)$$

$$F_i^* = \frac{1.3 \times 0.12 \times 1144}{6960} \quad (Wihi) = 0.0256 (Wihi)$$

## Rigidez en dirección transversal

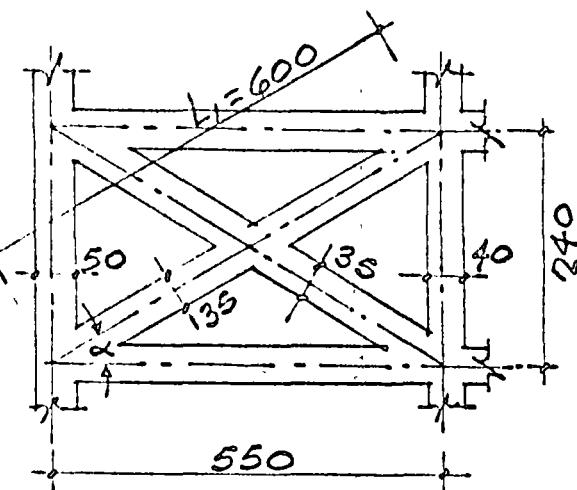
Muros de tabique recocido

Long. muro = 5.50 m. espesor  $e = 15 \text{ cm}$ .

$$G = 0.4E = 6000 \times 0.4 = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_y^u = \frac{AG}{h} = \frac{15 \times 550 \times 2400}{330} = 60000 \text{ Kg/cm} = 60 \text{ ton/cm.}$$

Dalas diagonales ( $f_c = 150 \text{ Kg./cm}^2$ ,  $f_y = 2320 \text{ Kg./cm.}^2$ )



$$R_{\text{Diag.}} = \frac{(A_c E_c + A_s E_s)}{L_1} \cos^2 \alpha$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{150} = 122000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2'000,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\cos \alpha = \frac{550}{600} = 0.916 \therefore \cos^2 \alpha = 0.84$$

$$A_c E_c = (20 \times 35)(122000) = 85400 \text{ ton.}$$

$$A_s E_s = (4 \times 1.97)(2'000,000) = 15760 \text{ ton.}$$

$$R_y^u = \frac{85400 + 15760}{600} \times 0.84 = 141.6 \text{ ton/cm.}$$

Para los niveles superiores se disminuye la sección y refuerzo de las dalas, siendo las rigideces respectivas 102 y 77.5 ton/cm.; asimismo se eliminaron dos muros de tabique en cada nivel superior.

## Rigidez total en dirección transversal

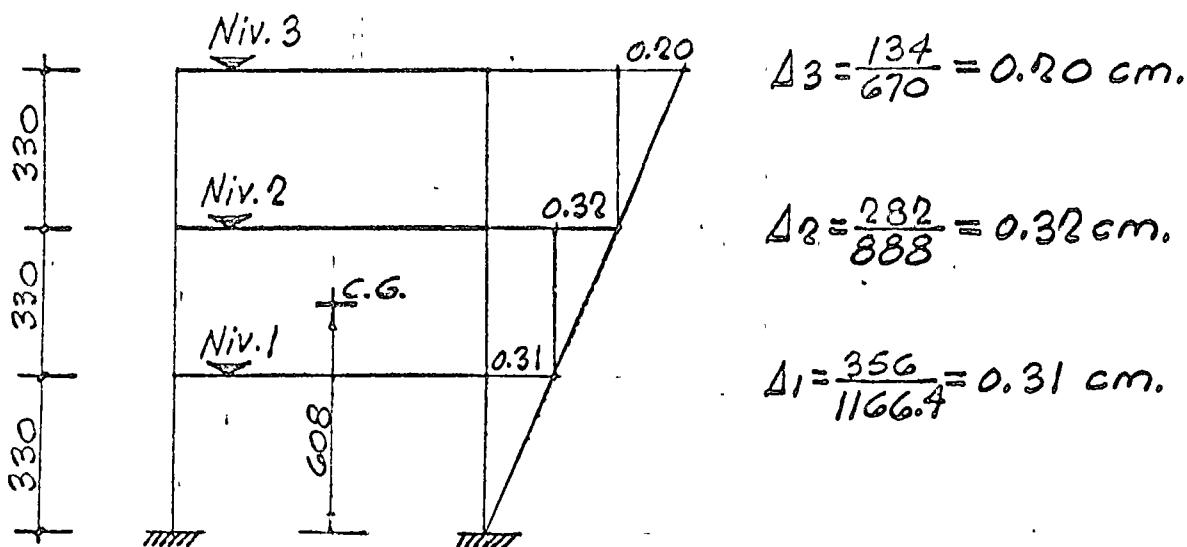
(muros y sistemas de dalas diagonales)

$$N_3 \quad 6 \times 60 + 4 \times 77.5 = 670 \text{ ton/cm.}$$

$$N_2 \quad 8 \times 60 + 4 \times 102.0 = 888 \text{ ton/cm.}$$

$$N_1 \quad 10 \times 60 + 4 \times 141.6 = 1166.4 \text{ ton/cm.}$$

$$\text{Desplazamientos } A = \frac{V}{K}$$



$$\text{Centro de gravedad del edificio} = \frac{6.08}{11.44} = 6.08$$

### Desplazamiento del centro de gravedad

$$X_0 = 0.31 + 0.32 \frac{6.08 - 3.30}{3.30} = 0.31 + 0.27 = 0.58$$

$$D = \sqrt{\frac{0.24}{0.58}} = \sqrt{0.41} = 0.64$$

$$D = \sqrt{\frac{C}{X_0}}$$

Por lo tanto los cortantes sísmicos definitivos en dirección transversal serán:

$$\text{Nivel 3} \quad 134 \times 0.64 = 85.8 \text{ ton.}$$

$$\text{Nivel 2} \quad 282 \times 0.64 = 180.5 \text{ ton.}$$

$$\text{Nivel 1} \quad 356 \times 0.64 = 227.8 \text{ ton.}$$

### Revisión de la capacidad de carga

#### Nivel 1

Cortante sísmico en un muro.

$$\frac{V_1 \text{ K muro}}{\Sigma \text{ K muros}} = \frac{227.8 \times 60}{1166.4} = 11.7 \text{ ton} \quad \text{Incremento por fijación}$$

Resistencia al esfuerzo cortante de los muros  $V_m = 1.8 \text{ K/cr}$

$$V_m = 1.8 \times 550 \times 15 = 14.8 \text{ ton.} \geq 11.7 + 1.3 = 13 \text{ ton.}$$

Cortante sismico en dasas 12

Hoja 4

$\frac{V_i K_{dasas}}{z K} = \frac{227.8 \times 141.6}{1166.4} = 27.7 \text{ ton.}$  Incremento por  
Resistencia de las dasas torsión 4.9 ton.

Compresión  $\frac{85.4}{101.16} \times 32.6 = 27.5 \text{ ton.}$

Tension  $\frac{15.76}{101.16} \times 32.6 = 5.1 \text{ ton.}$

$$P_u = 1.2 \times 1.1 \times 27.5 = 36.2 \text{ ton.}$$

$$f_c^* = 0.85 \times 150 = 127 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times 127 = 108 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta M = [0.02 + 0.10 \times 0.20] 27.5 = 1.1 \text{ Tm}$$

$$M_u = 1.1 \times 1.1 = 1.2 \text{ Tm.}$$

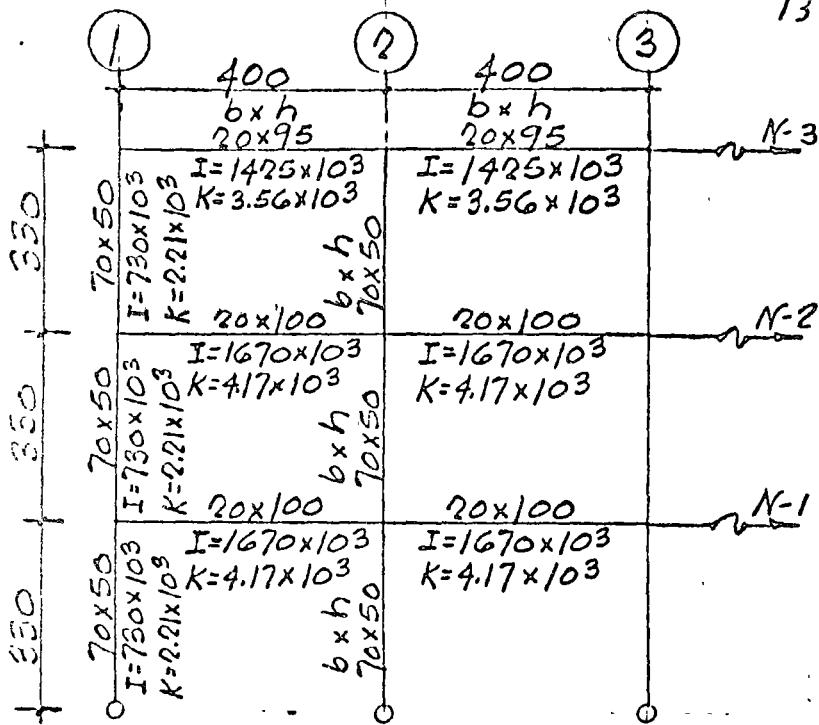
$$K = \frac{36.2 \times 10^3}{18 \times 33 \times 108} = 0.56$$

$$q = \rho \frac{f_y^*}{f_c''}$$

$$R = \frac{1.1 \times 10^5}{18^2 \times 33 \times 108} = 0.096$$

$$\rho = \frac{0.1 \times 108}{2320} = 0.0046$$

$$A_{smin.} = 1\% \times 20 \times 35 = 7.0 \text{ cm}^2 < 4 \# 5$$



Erigidez Columnas	Erigidez Trábes	Erigidez Piso
	$35.6 \times 10^3$	
$24.31 \times 10^3$		$259.3 \text{ ton/cm}$
	$41.7 \times 10^3$	
$24.31 \times 10^3$		$218.6 \text{ ton/cm}$
	$41.7 \times 10^3$	
$24.31 \times 10^3$		$77.4 \text{ ton/cm}$

MARCO EJES A y C  $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Aplicando las fórmulas de Wilbur para el caso de marco articulado en la base, tenemos:

$$KN_1 = \frac{24E}{h_1 \left[ \frac{8h_1}{\Sigma K C_1} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K T_1} \right]} = \frac{24 \times 14.1 \times 10^4}{330 \left[ \frac{8 \times 330}{24.31 \times 10^3} + \frac{660 + 330}{41.7 \times 10^3} \right]} = 77.4 \times 10^3 \text{ Kg/cm}$$

$$E = 10,000 \sqrt{200} = 141000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$KN_2 = \frac{48E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\Sigma K C_2} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K T_2} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K T_1} \right]} = \frac{48 \times 14.1 \times 10^4}{330 \left[ \frac{1320}{24.31 \times 10^3} + \frac{660}{41.7 \times 10^3} + \frac{990}{41.7 \times 10^3} \right]} = 218.6 \times 10^3 \text{ Kg/cm}$$

$$KN_2 = 218.6 \times 10^3 \text{ Kg/cm.}$$

$$KN_3 = \frac{48E}{330 \left[ \frac{1320}{24.31 \times 10^3} + \frac{660}{41.7 \times 10^3} + \frac{330}{35.6 \times 10^3} \right]} = 259.3 \times 10^3 \text{ Kg/cm.}$$

En forma análoga se calcula la rigidez de piso del marco B, obteniéndose:

$$K_1 = 66.4 \text{ ton/cm.}$$

$$K_2 = 118.3 \text{ ton/cm.}$$

$$K_3 = 180.7 \text{ ton/cm.}$$

En definitiva se tienen las siguientes rigideces totales en dirección longitudinal del edificio.

Nivel	Marco	Rigideces K (ton/cm.)	$\Sigma K$ (ton/cm)	Desplazamientos $\Delta = \frac{X}{K}$
3	A	259.3	699.3	$\frac{67}{699.3} = 0.10 \text{ cm.}$
	B	180.7		
	C	259.3		
2	A	218.6	555.5	$\frac{141}{555.5} = 0.25 \text{ cm.}$
	B	118.3		
	C	218.6		
1	A	77.4	221.2	$\frac{178}{221.2} = 0.80 \text{ cm.}$
	B	66.4		
	C	77.4		

$$\chi_0 = 0.80 + 0.25 \frac{6.08 - 3.30}{3.30} = 0.80 + 0.21 = 1.01 \text{ cm.}$$

$$D = \sqrt{\frac{0.12}{1.01}} = 0.34 \quad \text{Reducción máxima permisible } D = 0.60$$

Por lo tanto los cortantes sísmicos definitivos serán:

$$\text{Niv. 3} \quad 0.60 \times 67 = 40.2 \text{ ton.}$$

$$\text{Niv. 2} \quad 0.60 \times 141 = 84.6 \text{ ton.}$$

$$\text{Niv. 1} \quad 0.60 \times 178 = 106.8 \text{ ton.}$$

Estas fuerzas cortantes se distribuyen en los marcos de acuerdo a su rigidez relativa. Por ejemplo para el nivel 1 se tendrá:

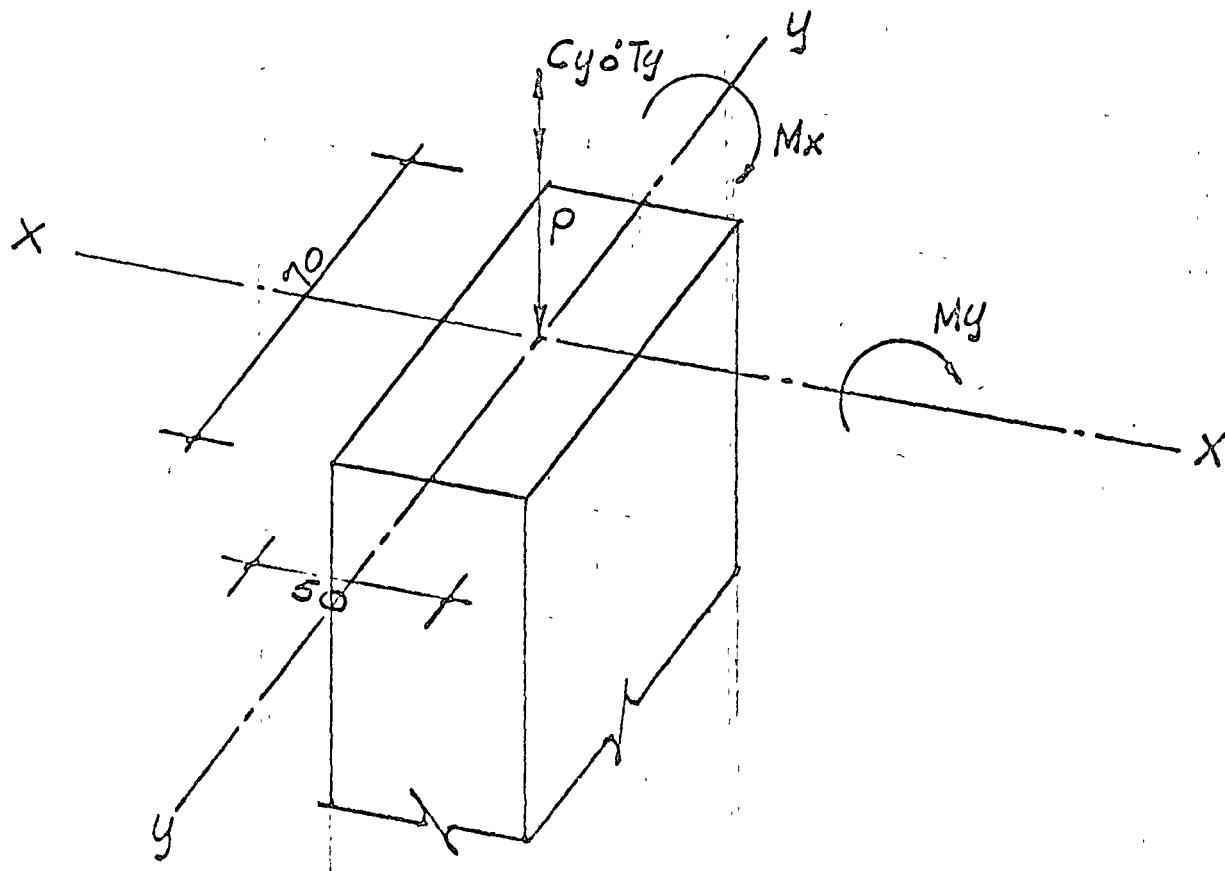
Incremento por efecto de la torsión

Marcos A y C  $\frac{106.8 \times 77.4}{221.2} = 37.4$  ton. 0.5 ton.

Marcos B  $\frac{106.8 \times 66.4}{221.2} = 32.0$  ton. 0

Con las fuerzas cortantes así calculadas se lleva a cabo el análisis de los marcos sujetos a dichas cargas laterales, mediante alguno de los procedimientos conocidos, obteniéndose los elementos mecánicos respectivos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes, etc...). Dichos elementos mecánicos se superponen a los debidos a cargas de gravedad para el diseño final de las secciones estructurales.

Como ejemplo ilustrativo, procederemos a la revisión de la columna ubicada en la intersección de los ejes 1 y A, para el primer nivel del edificio.



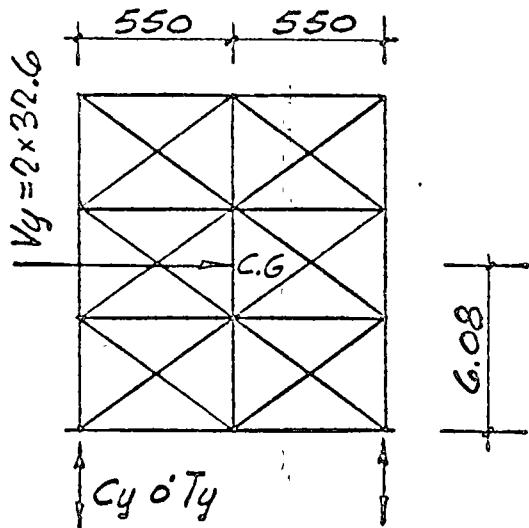
Debido a la acción de cargas de gravedad, se tienen los siguientes elementos mecánicos:

$$P = 32.7 \text{ ton.}$$

$$M_x = 3.1 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 0$$

Cuando actúa el sismo en la dirección y, se presentan fuerzas de tensión y compresión en dicha columna debido al momento de volteo que puede calcularse como sigue:



$$M_y = 65.2 \times 6.08 = 396.4 \text{ ton-m}$$

$$C_y \text{ o } T_y = \frac{396.4}{11.0} = 36.0 \text{ ton.}$$

Es decir se tienen los siguientes elementos mecánicos debidos a sismo:

$$C_y \text{ o } T_y = 36.0 \text{ ton.}$$

$$M_{x \text{ sismo}} = 0.0$$

$$M_{y \text{ sismo}} = 0.0$$

Cuando el sismo actúa en la dirección x, los elementos mecánicos determinados a partir del análisis de los marcos son:

$$C_x \text{ o } T_x = 0.6 \text{ ton.}$$

$$M_{x \text{ sismo}} = 5.6 \text{ ton-m.}$$

$$M_{y \text{ sismo}} = 0.0$$

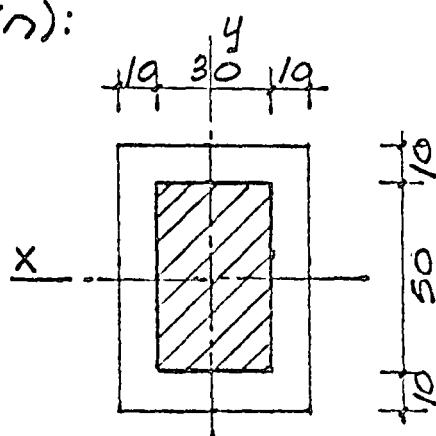
Revisión de la columna, actuando el sismo en la dirección y

$$P_u = 1.2 \times 1.1 (32.7 + 36.0) = 90.7 \text{ ton.}$$

$$M_{Uy} = 0$$

$$M_{Ux} = 1.1 \times 3.1 = 3.4 \text{ ton-m.}$$

Debemos determinar ahora la contribución de capacidad de carga de la columna original dañada por sismo (zona asciurada en el croquis que se muestra a continuación):



Planta de la columna

Consideremos que por la evidencia de los daños, se puede aceptar una contribución de dicha columna del orden del 50% para efectos de carga axial.

El área efectiva sería, restando 2.0 cm. en cada dirección para la columna final, de acuerdo al reglamento, sería:

$$b_f = 48 \times 68 - \frac{30 \times 50}{2} = 2510 \text{ cm}^2$$

$$b_f^2 = 2510 \times 48 = 120500 \text{ cm}^3$$

$$f_c^* = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times 170 = 145 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta M = [0.02 + 0.02 \times 0.50] (32.7 + 36.0) = 2.1 \text{ ton-m.}$$

$$\Delta M_U = 2.1 \times 1.1 = 2.3 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{90.7 \times 10^3}{2510 \times 145} = 0.25$$

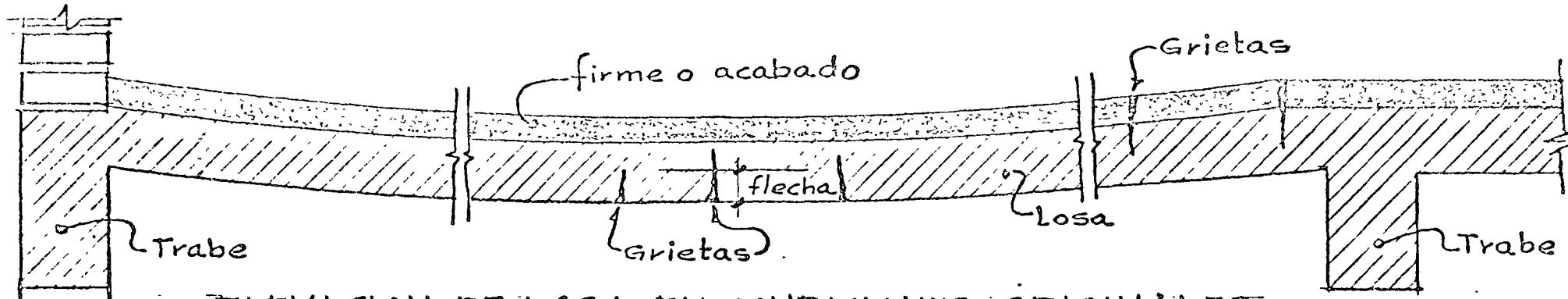
$$R = \frac{(3.4 + 2.3) \times 10^5}{120500 \times 145} = 0.04$$

Rige el área mínima de acero 1%

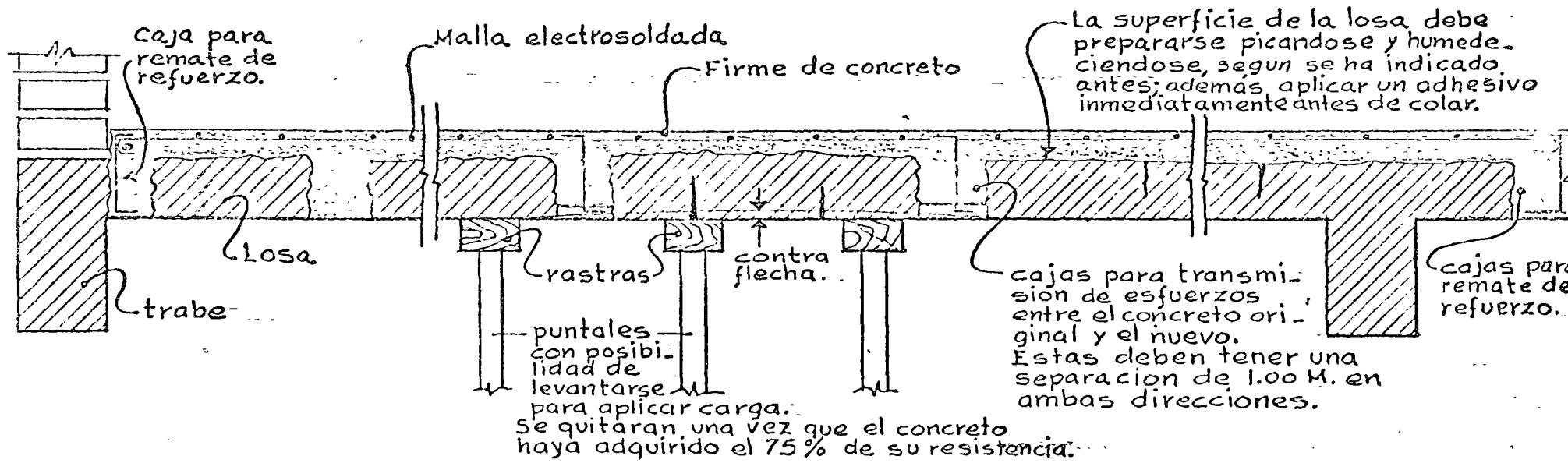
$$A_{\min.} = 1\% \times 2510 = 25 \text{ cm}^2 (4\#8 + 2\#6)$$

En forma análoga se procede a revisar las tráves; en este caso también debe considerarse la reducción de la sección existente para absorber esfuerzo cortante.

Ing. Eduardo J. Flores



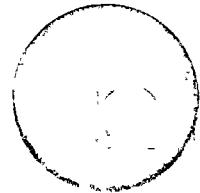
### ELEVACION DE LOSA EN CONDICIONES ORIGINALES



### ELEVACION DE LOSA EN CONDICIONES DE REPARACION



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



## EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

SISTEMA PARA CONSEGUIR QUE TORRES CONSTRUIDAS  
DE MAMPOSTERIA, PUEDAN SOPORTAR TEMBLORES IN-  
TENSOS QUE LAS PUDIERAN SUJETAR A ESFUERZOS DE  
TENSION

Ing. Manuel González Flores

SISTEMA PARA CONSEGUIR QUE TORRES CONSTRUIDAS DE  
MAMPOSTERIA, PUEDAN SOPORTAR TEMBLORES INTENSOS  
QUE LAS PUDIERAN SUJETAR A ESFUERZOS DE TENSION.

Se ha visto en forma muy frecuente, que la mayor parte de las torres de las iglesias construidas de mampostería de piedra o mampostería de tabique y aún de adobe, que en todas ellas, - cuando llega un temblor de ligera intensidad, que provoque si quiera ligeras tensiones en dichas torres, estas se destruyen materialmente y se vienen por tierra, cayendo con toda frecuencia sobre la misma iglesia y con ello destruyéndola totalmente.

En la actualidad, ya es muy ampliamente conocido el sistema - de construir vigas y columnas de concreto, formadas de piezas aisladas, que después de colocadas en su lugar se pasa por en medio de ellas, cables que se tienden para comprimir en forma muy importante dichas piezas y convertirlas en una verdadera viga con resistencia mayor que una construida directamente al postensar dichos cables, ya que de esa manera se logra que to do el concreto soporte compresión.

Sería ideal que las torres de las iglesias que se construye--ron de mampostería, las cuales no pueden soportar ninguna tensión, se pudieran postensar; dicho trabajo parece prácticamen--te imposible porque tendrían que perforarse más o menos cerca no a su centro todas las columnas y macisos que forman estas torres; pero en todas ellas generalmente existe la siguiente posibilidad. Llevan en su parte central un cilindro hueco, - donde se aloja la escalera que sirve para dar acceso hasta la parte superior de dichas torres, donde se encuentran pesadas campanas que sirvieron inicialmente y que en muchos casos ya solo se encuentran ahí por la dificultad de descenderlas.

SISTEMA PARA HACER ELASTICAS LAS TORRES DE MAMPOSTERIA.

Prácticamente en la generalidad de las torres que fueron he--chas de mampostería, es posible colocar una vigueta de acero

o de concreto en cruz al nivel donde se desplanta la pequeña cúpula que corona de la torre mencionada.

Estas vigas en cruz se pueden montar precisamente sobre las últimas 4 columnas que reciben la cúpula o cupulín.

Por otra parte, a la altura de la cimentación de la torre o mejor aún, ligeramente arriba de la cimentación o francamente abajo de ella, deben colocarse otras vigas cruzadas, para lelas a las primeras que se encuentran en la parte superior estas trabes se colocan haciendo pequeños taladros laterales en los muros y la longitud de las mismas puede ser igual o - mayor que las vigas cruzadas superiores.

En ambos juegos de vigas cruzadas, se dejará previamente a su colado, unos tubos verticales que permitan el paso de cables de acero que se postenarán verticalmente, ya que estos cables unen las dos crucetas desde la parte superior arrancando de la base del cupulín y terminando en la cruceta inferior.

#### CABLES DE POSTENSION.

Desde la cruceta superior se bajan cables hasta la cruceta inferior, los cuales se anclan ahí debidamente. Desde arriba de la cruceta superior se da la carga debida con la que deberán quedar comprimidas las columnas de arriba abajo.

Esta carga que se da a las crucetas, generalmente se aplicará en el centro de las columnas superiores. Ejemplo: Supongamos que se les ha dado una carga de 40 toneladas, lo cual da a cada una de ellas 10 toneladas de carga de compresión, lo que - permitirá que en un temblor todas las columnas puedan soportar sin perjuicio de ninguna clase, una tensión hasta poco menos de 10 toneladas, volviéndose en esta forma, unas torres elásticas, capaces de soportar tensiones. Convendrá adicionalmente, a la altura de los arcos y macisos se coloquen cinturones

de acero capaces tambien de postensarse aunque con menos intensidad para dar una compresión lateral a cada uno de los cinturones macisos de dichas torres.

CRITERIO CON EL CUAL SE POSTENSARAN LOS CABLES DE LAS CRUZETAS PARA DAR CARGAS VERTICALES A LAS COLUMNAS DE LAS TORRES DE MAMPOSTERIA.

El criterio con el cual se les dará una carga vertical a las columnas de mampostería, será teniendo en cuenta los siguientes:

- 1.- Peso propio de la torre.
- 2.- Sobrecarga debido a un temblor, de acuerdo con el grado que se considere.
- 3.- La diferencia entre la carga de trabajo que puedan sopportar a la compresión las columnas de la torre y la suma de los dos conceptos antes mencionados, nos daría la carga máxima adicional que se le pueda dar por medio de los cables de postensión en las crucetas.
- 4.- De acuerdo con el grado de temblores que se ha supuesto, se vería cual es la máxima tensión que sufrirían las columnas de las torres y esa sería la carga que trataría de darse por medio de la postensión en las crucetas que se encuentran ya colocadas, siempre y cuando dicha carga sea inferior a la mencionada en el inciso # 3.

#### PROTECCION DE LOS CABLES DE ACERO DE POSTENSION.

Los cables de acero de postensión, vienen quedando generalmente en el perímetro de la escalera de caracol que sirve de acceso a las torres mencionadas y para que estas verdaderas cuerdas de guitarra no se oxiden, habrá necesidad de que previamente al llevar a cabo la postensión, dichos cables queden dentro de los pequeños tubos que se utilizan en el postensa-

do de viga que se lleve a cabo con los sistemas acostumbrados, rellenando de mortero de concreto dichos tubos.

#### BOVEDA O CUPULIN.

Para proteger la bóveda superior a la cual no se le ha hecho ninguna protección, se podrá hacer lo siguiente:

- 1o. Sobre la bóveda superior se colocará un pequeño casquete - en el cual se ancla un cable que atraviesa o se ancla en - la cruceta superior en su centro de arriba a abajo y se templará dicho cable tan solo lo necesario para que la bóveda no se separe de las columnas. El tensado del cable en la bóveda se hará después que se ha hecho el tensado entre la cruceta superior y la cimentación, y como en este caso, sólo se desea dejar una pequeña presión, bastará dejarlo tensado con el tubo de 2 tuercas.
- 2o. Se colocará en caso necesario un cinturón de acero alrededor del desplante exterior de los cupulines, para limitar cualquier coseo lateral.
- 3o. Se colocará uno o dos cinturones con alambre de postensión, en cada uno de los macisos de cada uno de los cuerpos.
- 4o. Cuando las columnas de mampostería tuvieran necesidad de zuncharse, se hará con el tipo de zuncho usado para los macisos de cada cuerpo.

#### CONSIDERACIONES.

En la forma antes descrita, se ve que se logrará que ninguno de los elementos de las torres de mampostería, puedan quedar sujetos a tensión mientras el temblor no sea mayor que los temblores supuestos, según las estadísticas. En esta forma se convierten las torres en verdaderas torres elásticas como si fueran de concreto armado.

El aumento de peso es prácticamente nulo, ya que solo es el de las crucetas.

El postensado que se ha descrito, que se hace entre dos crucetas, una en el arranque del cupulín que va sobre la torre y otra hasta la cruceta de la cimentación, pudiera hacerse en varias crucetas intermedias en diferentes niveles, pero - siempre ligando la cruceta superior con la inmediata inferior, para obtener una determinada continuidad.

Cuando las torres ya han sido dañadas, antes de aplicar ninguna compresión en estas, convendrá reparar las columnas inyectando las y zunchandolas según la necesidad o construyen do una estructura interior de concreto, consistente en 4 columnas que se desplantan, o bien desde la cimentación o bien por lo menos unos 3 metros abajo de la zona ya dañada.

El desplante se hace en un anillo de concreto empotrado en - una ranura circular dentro del macizo de la misma torre; es- tos anillos deberán repetirse aproximadamente cada 3 metros o bien colocarse en el centro de los macisos de los diferen- tes cuerpos de la torre.

Previamente al colado, se colocarán anclas en los macisos de las torres y en las columnas de los diferentes cuerpos, para que toda la estructura de mampostería quede en esta forma li- gada con anclas a la estructura de concreto.

#### ARREGLO DE LAS TORRES DAÑADAS EN UN CUERPO INTERMEDIO.

Se presenta con frecuencia el caso de que las torres de mam- postería de las iglesias se han dañado seriamente en un cuer- po intermedio, quedando en perfectas condiciones los cuerpos superiores, tal como sucedió en La Concordia. La solución que se tomó fue la siguiente:

Aproximadamente unos 5 metros abajo de la zona dañada; pero en zona sana de la torre y teniendo en cuenta que los muros tienen un grueso de 1.50M. a 2.00M., se hizo una ranura perimetral rodeando el cubo de la escalera. La ranuera fue de 0.40 X 0.40 - como base, para desplantar sobre ella 4 columnas de 0.40 X 0.40, las cuales llevaron anillos semejantes a cada 3 metros hasta llegar a la altura de los arcos correspondientes a la zona ya sana sobre la dañada, se colocará el último anillo y sobre las columnas se coló una cruz, quedando los extremos de la misma saliendo directamente abajo de 4 arcos, dispuestos en cruz para sopor tar así toda la parte superior sana y poder demoler y reponer - debidamente todas las columnas dañadas en el cuerpo intermedio sin peligro alguno de derrumbe.

SUGECION DE LAS GRANDES CAMPANAS.

Una precaución adicional que se tomó, fue recomendar se fijen - las grandes campanas en forma sencilla como una viga con topes, presionando la parte inferior de ellas, con un dispositivo cual quiera; ésto es, mientras no se tocan, para que en un temblor, oscilen con el cuerpo total de las torres y no libres e independientemente de las mismas torres, pues en algunos casos quedaron huellas claras, de que la campana, había golpeado fuertemen te las columnas que rodeaban.

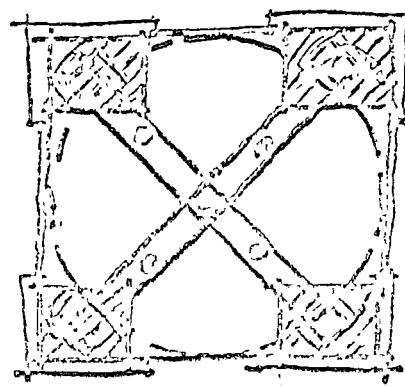
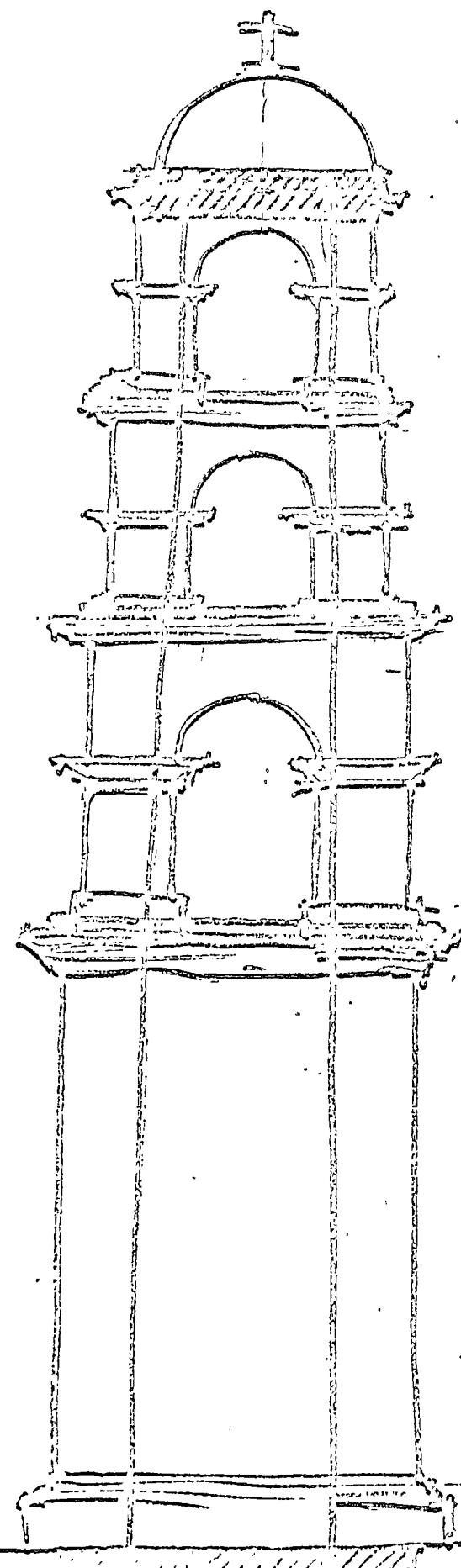
México, D. F., 22 de Julio de 1974.

---

ING. MANUEL GONZALEZ FLORES.

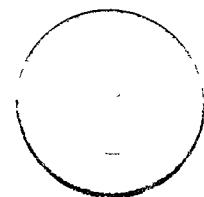
MGF/amr.

PENSADO EN TORRES  
PROTECCION ANTISISMICA.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

Reparación de Estructuras

de Mampostería

Ing. Roberto Meli Piralla

# CURSO DE EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

## 1. Daños en construcciones de mampostería

Los muros de mampostería tienen un uso muy amplio en las construcciones, especialmente en viviendas de pocos niveles en las que tienen funciones estructurales como muros de carga. Se emplean materiales muy variados: desde el adobe y la piedra en vivienda rural, hasta el tabique de barro recocido o extruido y el tabique o bloque de concreto. La resistencia de las piezas individuales puede variar desde  $10 \text{ kg/cm}^2$  para el adobe, hasta  $1000 \text{ kg/cm}^2$  para algunos tabiques estruïdos. En cuanto al mortero con el que se unen las piezas este varía desde los junteos con lodo que se emplean frecuentemente en muros de adobe y de piedra, hasta el mortero de cemento y arena en proporción 1 a 3 que es el más rico normalmente usado para piezas de alta resistencia.

El conjunto pieza-mortero tiene una resistencia aceptablemente alta para esfuerzos de compresión (del orden del 30 al 50% de la resistencia de la pieza sola) pero su resistencia en tensión es sumamente baja por la debilidad de la unión pieza-mortero.

La casi totalidad de los daños que ocurren en muros de mampostería se deben precisamente a la incapacidad de resistir esfuerzos de tensión debidos a cualquiera de estos tres fenómenos (ver figuras):

- a) Distorsión del muro por hundimientos diferenciales o por cargas laterales (sismos); esto produce tensiones diagonales y agrietamientos diagonales y en ocasiones flexiones y agrietamiento vertical.
- b) Flexión del muro normalmente a su plano, debido al efecto de empu-

jes laterales que producen volteamiento del muro o su agrietamiento como losa.

c) Tensiones (en general horizontales) debidas a la contracción de la mampostería por fraguado o por cambios de temperatura o humedad; este fenómeno es de importancia exclusivamente en piezas de concreto.

La resistencia de la mampostería a estos tipos de acción depende esencialmente de:

- a) La adherencia entre mortero y pieza; piezas de superficies rugosas o con pequeñas perforaciones favorecen la penetración del mortero y su buena adherencia; morteros con altos contenidos de cemento tienen mejor adherencia que los morteros de cal.
- b) La presencia de carga vertical; las compresiones introducidas por la carga vertical reducen los esfuerzos de tensión que pueden presentarse y por lo tanto aumentan la resistencia.
- c) El refuerzo; el refuerzo colocado en el interior de piezas huecas aumenta sensiblemente la resistencia en tensión, aunque para que sea totalmente efectivo se requiere que esté muy poco espaciado (60 a 90 cm) tanto horizontalmente como verticalmente. El refuerzo de los muros con castillos y dalias mejora mucho, como veremos, el comportamiento después del agrietamiento pero no influye sensiblemente en evitar la aparición de las primeras grietas.

## 2. Problemas por contracción

Las piezas de barro son relativamente estables y poco sensibles a los cambios

bios de temperatura y humedad; conviene mojarlas antes de su colocación, ya que esto mejora su adherencia con el mortero y no ocasiona cambios volumétricos de importancia.

Las piezas de cemento tienen contracciones por fraguado muy altas; es por lo tanto muy importante que el fraguado haya terminado antes de la colocación, o sea que las piezas hayan sido sujetas a un curado adecuado, de preferencia con vapor. Estas piezas son también sensibles a los cambios de humedad, por lo tanto si se colocan húmedas sufren contracciones por secado que ocasionan agrietamientos; no hay que mojar las piezas antes de colocarlas.

Para evitar agrietamientos por contracción hay que emplear piezas que hayan sido curadas en forma adecuada, colocarlas secas, unirlas con un mortero que acepte ciertas deformaciones o sea que contenga algo de cal; también puede ser de cierta utilidad aunque no sea ninguna garantía, el colocar el refuerzo especial de alambre que proporcionan los fabricantes. Si es posible hay que tener juntas <sup>de confinamiento</sup> poco espaciadas y refuerzo interior o exterior.

### 3. Problemas constructivos por hundimientos

La mampostería se agrieta a deformaciones angulares muy pequeñas. La distorsión que provoca el agrietamiento está entre 0.5 y 2 al millar, según el tipo de pieza y mortero según la velocidad de deformación y según el confinamiento que tengan los muros.

Los muros de piezas huecas de barro se agrietan a deformaciones algo menores que los de piezas macizas y las de concreto (ver tabla)

Los muros pueden soportar deformaciones algo mayores cuando estas ocu

rren muy lentamente, como en el caso de hundimientos en arcillas, que cuando ocurren instantáneamente, como en el caso sismo. Los muros con carga vertical soporan deformaciones mayores antes de agrietarse que los sin carga vertical.

El comportamiento después del agrietamiento depende esencialmente del tipo de refuerzo. Los castillos y dasas confinan al muro haciendo que, a pesar del agrietamiento, este no pierda su capacidad estructural. El refuerzo interior también mantiene la capacidad del muro después de agrietado.

Para evitar daños en muros por hundimientos hay que evitar que los hundimientos diferenciales tengan lugar (rigidizando la cimentación y estructura o disminuyendo las presiones sobre el suelo) <sup>o</sup> hay que desligar los muros de la estructura principal para que no sean afectadas por los hundimientos. No hay forma de hacer que los muros soporten hundimientos diferenciales sin agrietarse, lo único que puede hacerse es reducir sus consecuencias mediante un refuerzo adecuado.

El hundimiento diferencial también produce agrietamiento por flexión como se aprecia en la figura.

#### 4. Problemas de sismo

La experiencia de daños por sismo en estructuras de mampostería es desgraciadamente muy extensa. La mayoría de los daños se deben a defectos de estructuración, algunos a deterioramiento por intemperización y otros a la debilidad intrínseca de la mampostería para resistir tensiones o distorsiones.

Los defectos de estructuración se pueden clasificar en: falta de elementos resistentes en una dirección, fuertes asimetrías en planta (especialmente para edificios de varios niveles) y falta de rigidización de los techos y entrepisos. (ver

ejemplos). Los primeros dos casos son evidentes, el tercero ocurre con mucha frecuencia en viviendas con techos de madera en el que las vigas o armaduras empapan normalmente al plano del muro provocando su volteamiento o su falla local.

El deterioro ocurre esencialmente en muros de adobe que se intemperizan y pierden con el tiempo buena parte de su resistencia.

En cuanto a las fallas de los muros por cargas laterales en su plano, hay que considerar que los muros son elementos muy rígidos y que toman fuerzas sísmicas muy altas, mientras que su resistencia o cargas laterales es relativamente baja ya que se producen tensiones diagonales.

Por lo anterior cuando la estructura principal sea de concreto o de acero hay que desligar los muros dejándoles holguras adecuadas, pero al mismo tiempo proporcionándolas elementos que le proporcionen resistencia ante las fuerzas de inercia normales a su plano (ver ejemplo).

Cuando los muros formen la estructura principal o estén ligados a ella hay que diseñarlos para resistir las fuerzas sísmicas y hay que proporcionarles un refuerzo exterior o interior adecuado para que en caso de agrietarse no se produzca una falla brusca sino que se mantenga su capacidad de carga.

#### 5. Procedimientos de reparación

El hecho de que un muro esté agrietado no implica que haya perdido su capacidad estructural; esto depende del refuerzo y la carga vertical que tenga (ver figura).

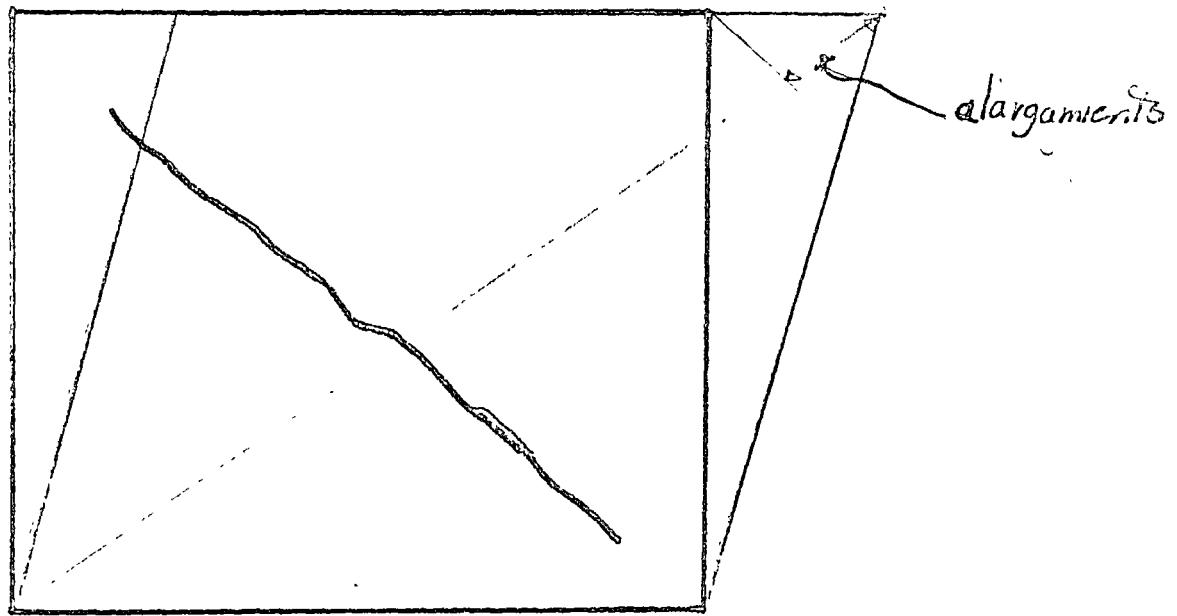
El método más simple de reparación de grietas en mampostería es el de rellenar las grietas con mortero y "rajuelear"; esto como se ve en la figura, no

restaura la capacidad inicial del muro. Cuando se adiciona algún aditivo que mejore la adhesión del mortero sí se puede recuperar prácticamente la capacidad inicial del muro (ver figura).

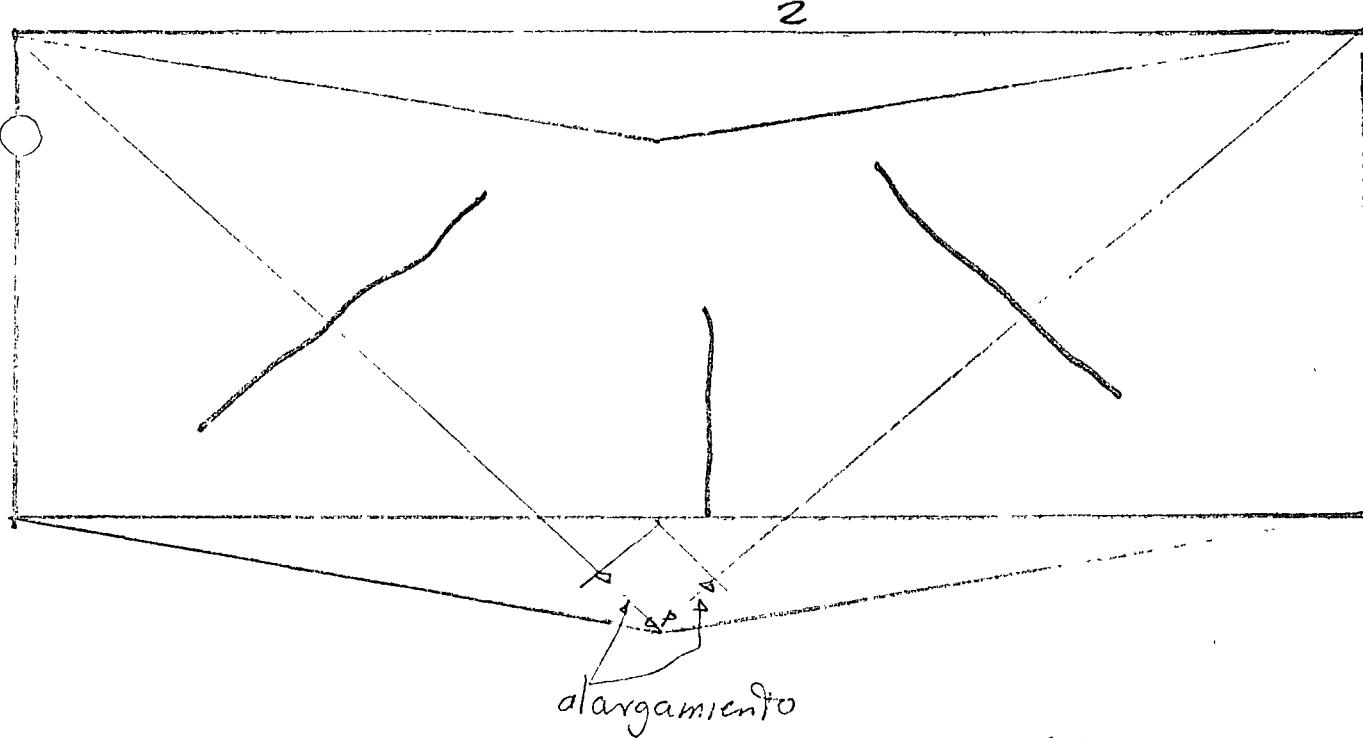
Otro procedimiento es tranurar el muro con una abertura suficiente para colocar un elemento de refuerzo de concreto en ~~esta~~ la diagonal.

El procedimiento más efectivo y más confiable es el de colocar sobre el muro un aplanado de cemento sobre una malla de tela de gallinero o de metal desplegado; (ver figura). Hay que cuidar en este procedimiento la adherencia del mortero al muro y al anclaje de la malla al mismo ya sea clavándola o con taquetes poco espaciados.

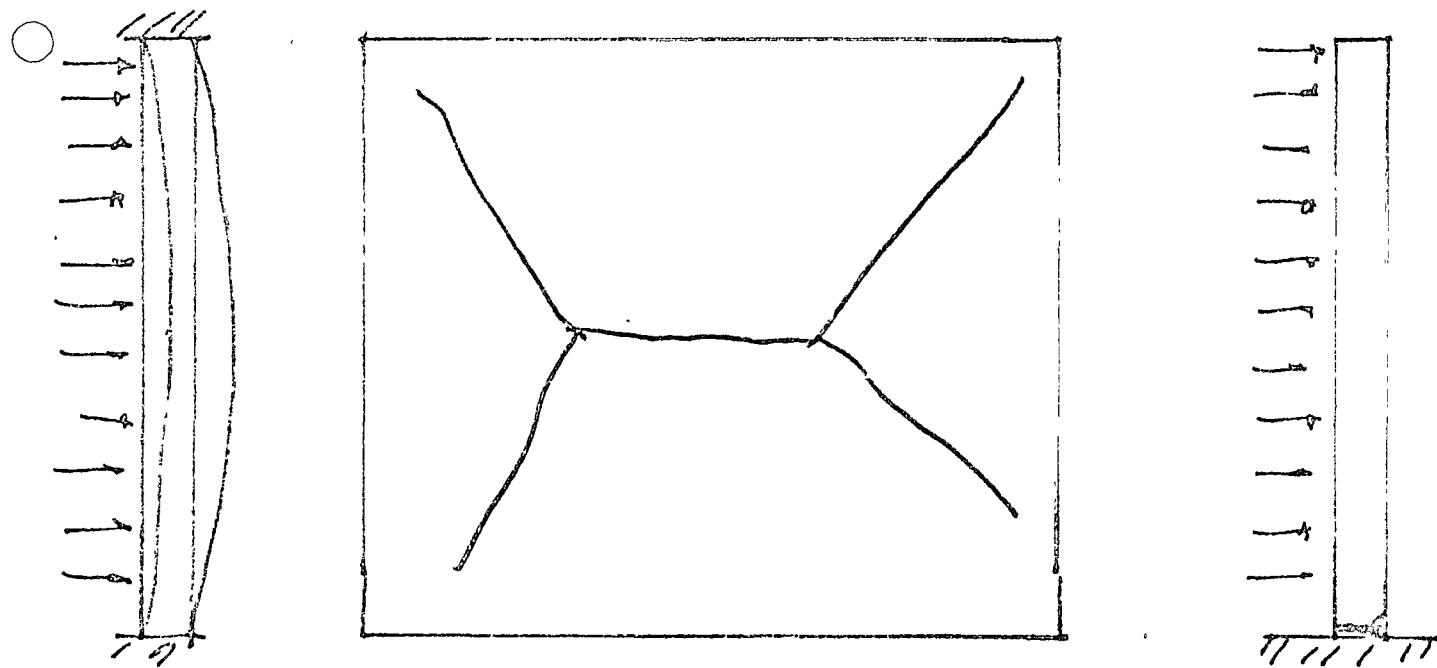
De hecho en la mayoría de los casos de daños graves en mampostería se requiere de una restructuración que puede consistir en la colocación de dalas y castillos o en la sustitución de muros de mampostería por de concreto y en la adición de nuevos muros con el fin de evitar los defectos de estructuración que diera lugar a la falla.



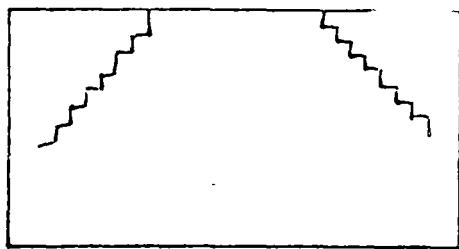
Agritamiento por cargas laterales (sismo)



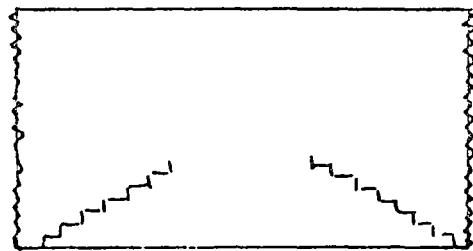
Agrrietamiento por hundimiento (distorsión y tensión por flexión).



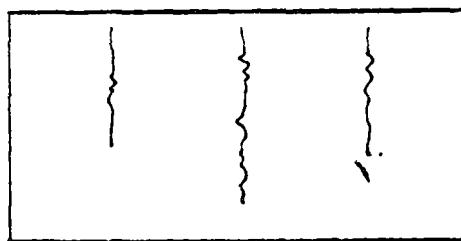
Agrrietamiento por flexión normal al plano



a) Dilatación de la losa superior



b) deflexión de la losa inferior



c) Contracción del muro

1/1000

$\gamma_0$ , muros de tabique  
hueco

1/500

$\gamma_0$ , muros de tabique  
macizo y bloque de con-  
creto

1/300

$\gamma_0$ , muros con carga  
vertical\*

1/200

$\gamma_1$ , para muro de cual  
quier tipo de pieza

1/125

$\gamma_1$ , para muros con car-  
ga vertical\*

1/100

$\gamma_2$ , para muros no re-  
forzados

1/66

$\gamma_2$ , para muros con  
castillos

1/50

$\gamma_3$ , todos los casos

1/20

1/10

distorsión angular

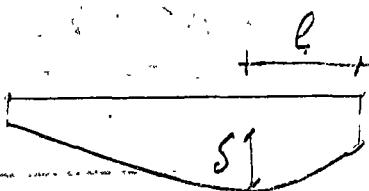
inicio del agrietamiento

límite de grieta repara-  
ble sin refuerzo especial

límite para grieta repara-  
ble con refuerzo

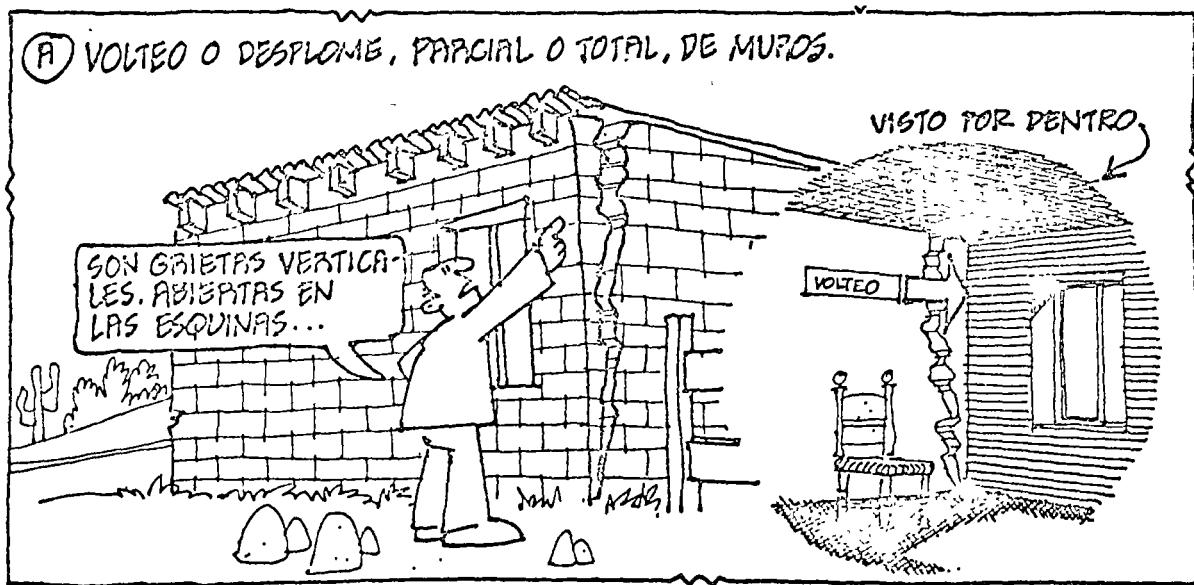
límite para grieta repara-  
ble con reestructura-  
ción. Distorsiones su-  
periores a  $\gamma_3$  implican  
demolición

Se consideran muros con  
carga vertical los que es-  
tán sometidos a un esfuer-  
zo promedio de compre-  
sión mayor de  $2 \text{ kg/cm}^2$

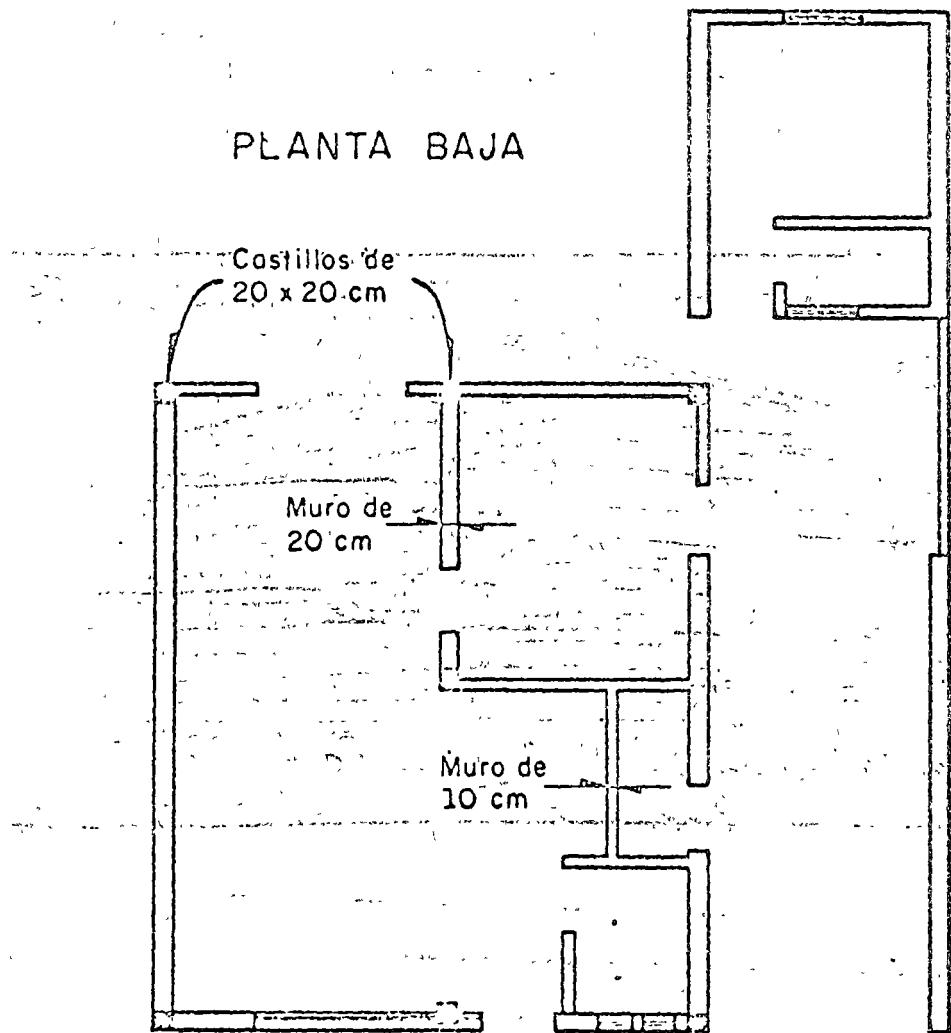


$$\gamma = \delta / e$$

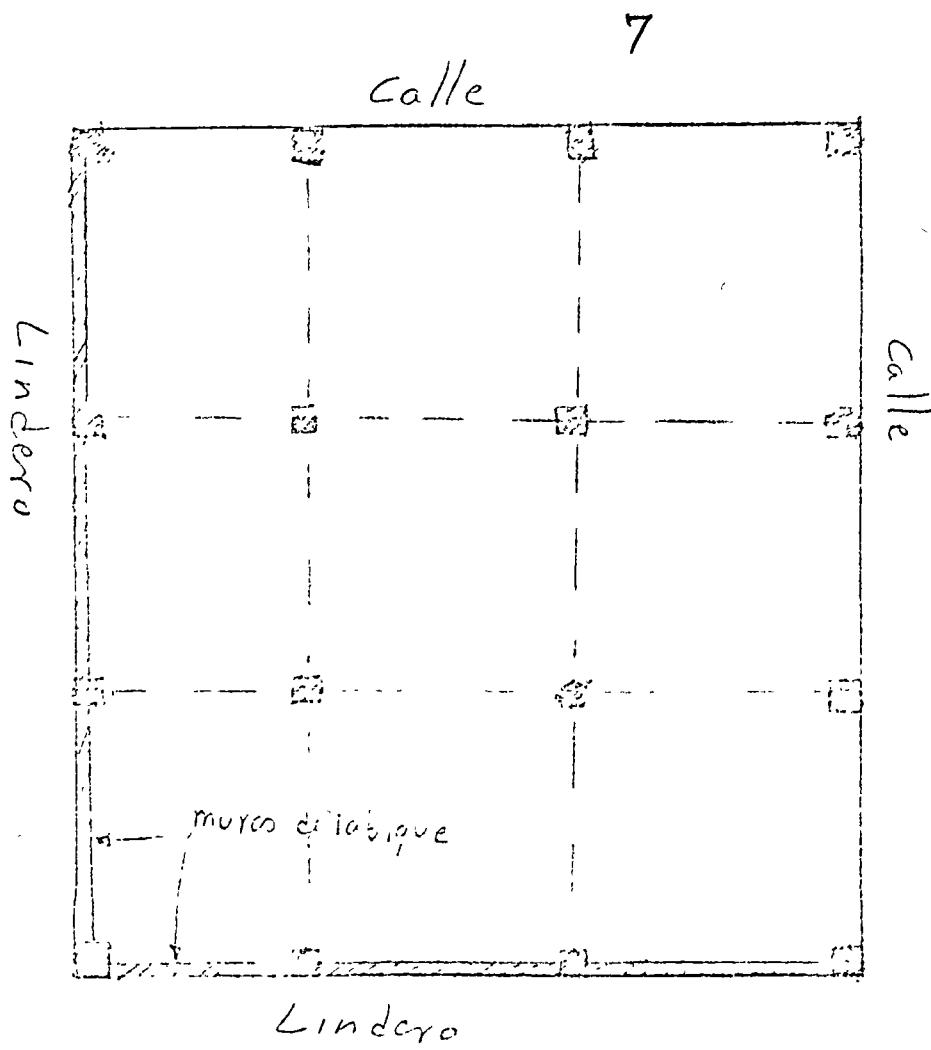
Daños en muros para distintas distorsiones angulares  
debidas a hundimientos en cimientos.



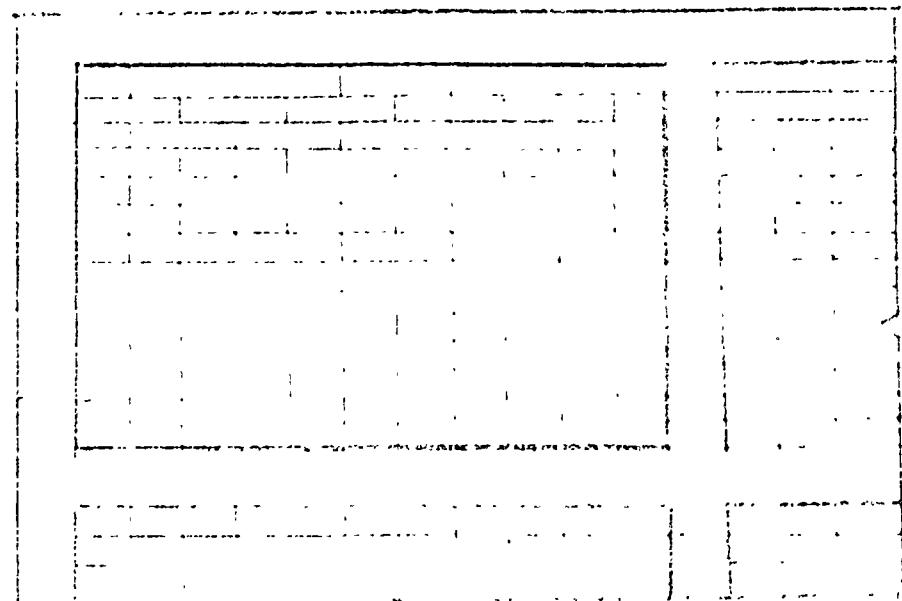
## PLANTA BAJA



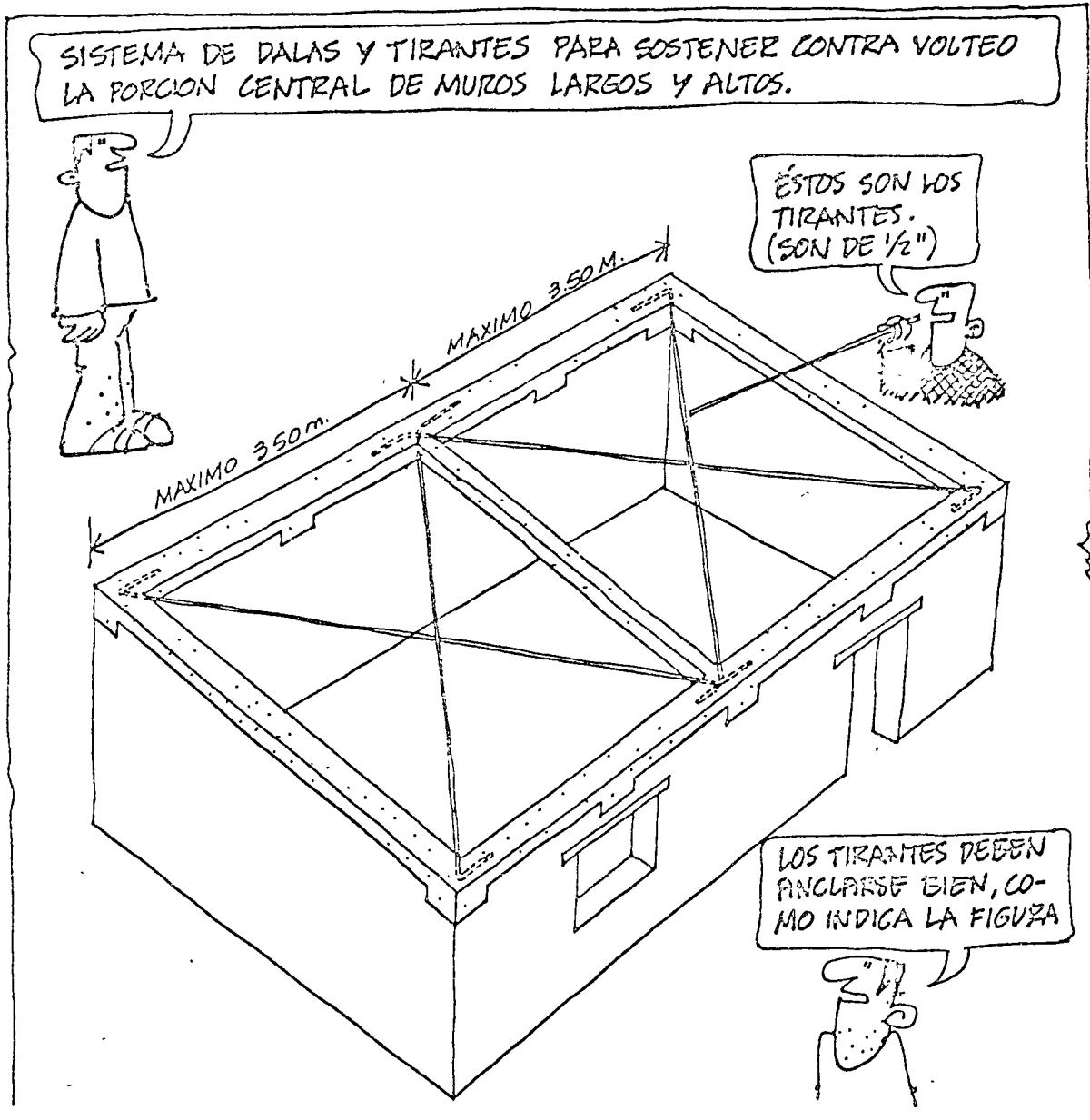
Ejemplo de estructuración inadecuada  
Resistencia insuficiente ante cargas laterales  
en dirección Transversal



Planta de un edificio con muros de ladrillo  
figura 2 situacion principal de construccion







Carga  
ton

8

10

5

3

1

0

muro original

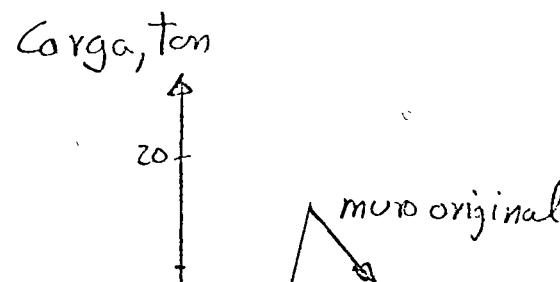
muro reparado

rajueleando con mortero comun  
1:0:3

Muro de tabique de barro estirido

Deformacion

Eficiencia de procedimientos de reparacion



muro reparado  
rellenando la grieta  
con mortero con adhesivo

10

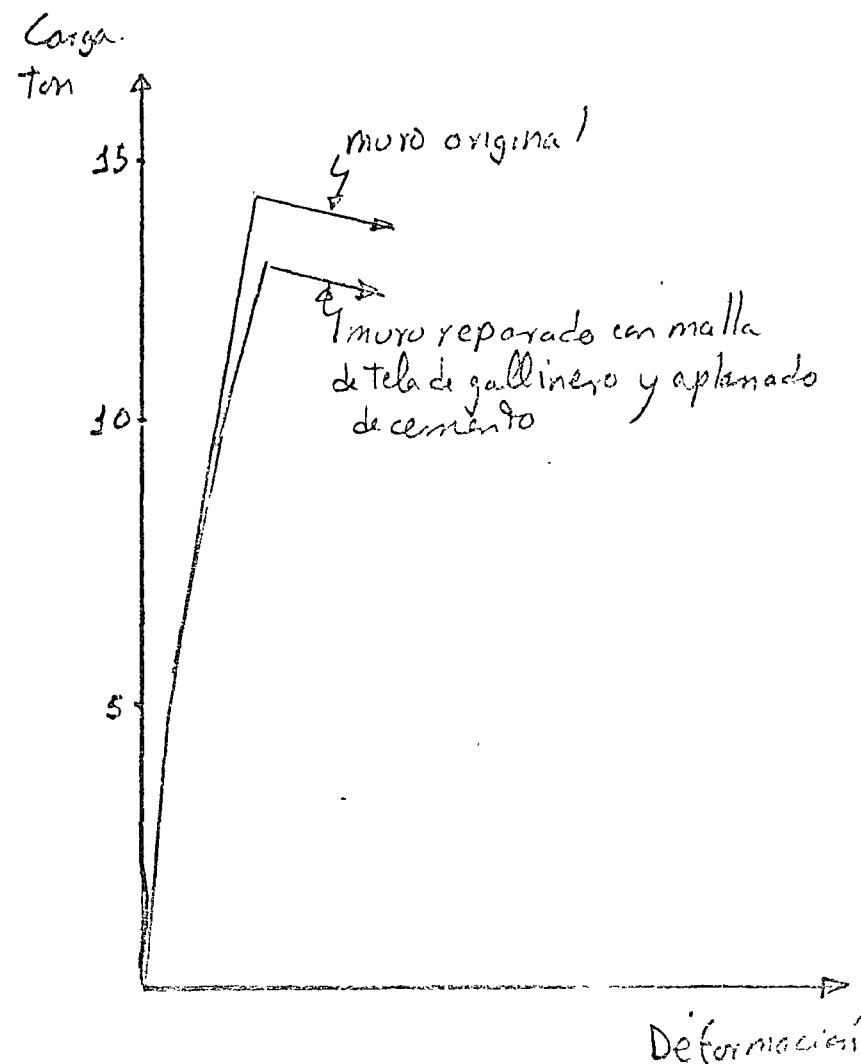
6

2

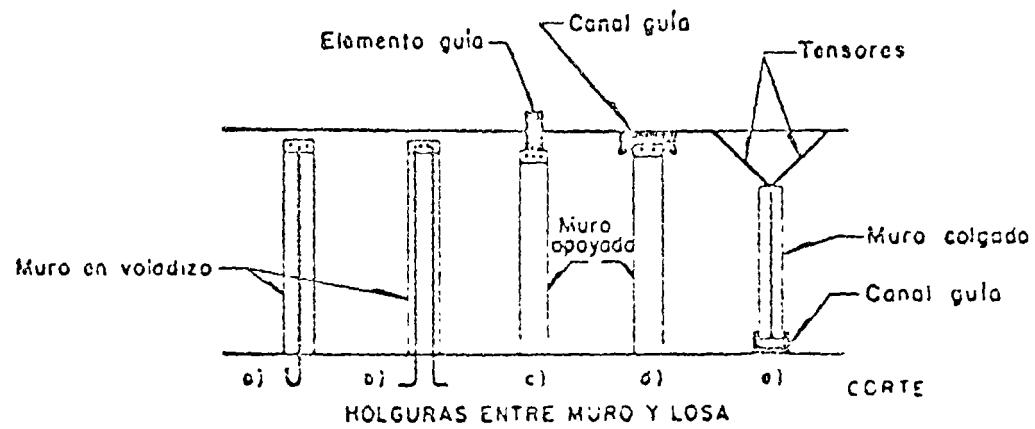
Deformacion'

Eficiencia de procedimiento de reparacion'

11



Eficiencia de procedimiento de reparación



*Posibles soluciones a muros que no forman parte integrante de la estructura*

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE EVALUACION Y REPARACION DE  
DAÑOS ESTRUCTURALES ( DEL 11 DE JUNIO AL 6 DE AGOSTO DE 1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. JOSE MARCOS AGUILAR Hda. de Peñuelas 325 Hda. de Echegaray Edo. de México Tel: 5-60-34-37	PI.CO, S. A. México, D. F.
2. ING. JOSE ANTONIO AGUIRRE B. Tenis 157-F-302 México 21, D. F. Tel: 5-44-80-21	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 México, D. F. Tel: 5-20-58-17
3. ING. MAURO FELIPE BERUMEN México, D. F.	SEGURO SOCIAL Durango 291-6o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11
4. ING. HECTOR FRANCISCO BREÑA RICO Arturo No. 23 México 20, D. F. Tel: 5-48-09-74	LABRESA CONSTRUCCIONES Filadelfia 119-601 México 18, D. F. Tel: 5-43-95-85
5. ING. WILFREDO CRESPO PEREZ Manuel Marquez Sterling 11 México 1, D. F. Tel: 5-13-29-16	INMOBILIARIA HABITACIONAL, S. A. Candelaria 33 Coyoacán México 21, D. F. Tel: 5-49-57-00
6. ING. FERNANDO CARRILLO BASURTO Cerro Juvencia 16 Col. Campestre Churubusco México 21, D. F. Tel: 5-49-22-46	DISEÑOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A. Georgia 112-201 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-43-38-16
7. ING. CARLOS CROSSWELL ARENAS Calle del Cerrito 34 El Contadero, Cuajimalpa México 18, D. F. Tel: 5-70-11-11 Ext. 217	SEGURO SOCIAL Durango 291-7o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-35-02
8. ING. REYNALDO ESPINOSA GOMEZ Anselmo de la Portilla No. 11 Jardin Balbuena México 9, D. F. Tel: 5-71-00-78	

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE EVALUACION Y REPARACION DE  
DANOS ESTRUCTURALES ( DEL 11 DE JUNIO AL 6 DE AGOSTO DE 1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
9. ING. JOSE ESPINOSA SANCHEZ Monclova 33 Depto. 2 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel: 5-64-00-72	SEGURO SOCIAL Durango 291-60. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11 Ext. 271
10. ARQ. GABRIEL DIAZ MIRAMONTES Nebrazca 80 Depto 401 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-36-02-06	SEGURO SOCIAL Durango 291-70. Piso México, D. F. Tel: 5-19-40-89
11. ING. MANUEL FLISER S. Av. México No. 203 Depto. 503 Col. Hipodromo Condesa México 11, D. F. Tel: 5-74-41-56	HERMAN-FLISER ASOCIADOS, S.C. Aguascalientes No. 199-P.H. Col. Hipodromo Condesa México 11, D. F. Tel: 5-74-32-81
12. ING. ALDO FLORES VALENZUELA Comercio 43-2 México 18, D. F. Tel: 5-16-81-77	FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO Av. Central No. 140 México 3, D. F. Tel: 5-47-56-17
13. ING. ESTHER GOMEZ VALDIVIEZO Oriente 51 No. 360-16 México, D. F.	DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México, D. F. Tel: 5-19-52-86
14. ING. CARLOS GONZALEZ NAVARRO Agua 355 Pedregal de San Angel México 20, D. F.	
15. ING. UBALDO GUZMAN MARTINEZ Maracaibo 54 Naucalpan Edo. de México Tel: 5-60-35-87	CONSTRUCTORA RAUDALES, S. A. Dinamarco 60-50. Piso México, D. F. Tel: 5-66-17-00

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE EVALUACION Y REPARACION DE  
DANOS ESTRUCTURALES ( DEL 11 DE JUNIO AL 6 DE AGOSTO DE 1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
16. ING. ARMANDO HERMOSILLO MARTINEZ Colina del Zahori 60 Fracci. Boulevares Naucalpan, Edo. de México Tel: 5-38-0952	SEGURO SOCIAL Durango 291-7o. Piso México, D. F. Tel: 5-38-09-52
17. ING. ROBERTO JASSO ARIAS Playa Mocambo 567 Col. Reforma Iztaccihuatl México 13, D. F. Tel: 5-39-56-13	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S. A. Mélichor Ocampo 171-509 México, D. F. Tel: 5-18-00-80 Ext. 590
18. ING. MANUEL JUAREZ IZAGUIRRE Av. del Riego No. 57-9 Villa Coapa México 22, D. F.	INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Av. de los 100 Metros No. 152 México, D. F. Tel: 5-67-66-00 Ext. 326
19. ING. JOSE LUIS LAMADRID PRADOS México, D. F.	
20. ING. CARLOS LARA FERNANDEZ Rio Mixcoac 235 Col. Florida México, D. F. Tel: 5-34-95-81	SEGURO SOCIAL Durango 291 - 9o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11 Ext. 333
21. ING. PABLO LE-ROYAL LEAL Av. Cuauhtémoc 1103 - 1 Col. del Valle México 12, D. F.	SEGURO SOCIAL Durango 291-7o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11 Ext. 315
22. ING. BRAULIO LOPEZ MENDOZA Donatello 25 Depto. 602 Mixcoac México 19, D. F. Tel: 5-98-19-52	SEGURO SOCIAL Durango No. 291-7o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11 Ext. 311
23. ING. FRANCISCO MARIN FLORES Oasis 103 Col. Claveria México, D. F. Tel: 5-27-50-30	SEGURO SOCIAL Durango 291-7o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-35-02

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE EVALUACION Y REPARACION DE  
DANOS ESTRUCTURALES ( DEL 11 DE JUNIO AL 6 DE AGOSTO DE 1974 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
24. ING. FOCION MARTINEZ NIEVES Calle 8 No. 245 Col. Vertiz Narvarte México, D. F. Tel: 5-39-35-43	DESPACHO ING. HERIBERTO IZQUIERDO Av. Coyoacán 1108-202 México, D. F. Tel: 5-75-82-24
25. ING. ENRIQUE MENDOZA BARRON Cerro de la Carbonera No. 50 Col. Campestre Churubusco México 21, D. F. Tel: 5-44-01-29	MENBAR CONSTRUCCIONES, A.P. Sur 79 No. 6321 Col. Viaducto Piedad México, D. F. Tel: 5-19-36-56
26. ING. CARLOS IGNACIO MOLINA ROBLES Nueva York 230-6 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-43-66-90	
27. ING. JORGE A. MORALES CASTRO Nonoalco 265-B-303 México 3, D. F. Tel: 5-83-13-55	
28. ING. ALEJANDRO MUÑOZ DIAZ México, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México, D. F.
29. ARQ. JORGE ORTEGA GUERRERO Protasio Tagle 40-12 México 18, D. F. Tel: 5-16-46-23	INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL Durango 291-60. Piso México, D. F. Tel: 5-55-21-11 Ext. 269
30. ING. ROGERIO PACHECO IZUNZA Av. Patriotismo 539-D Col. Mixcoac México 19, D. F. Tel: 5-63-10-97	SEGURO SOCIAL Durango 291-60. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11 Ext. 271

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE EVALUACION Y REPARACION DE  
DANOS ESTRUCTURALES ( DEL 11 DE JUNIO AL 6 DE AGOSTO DE 1974 )

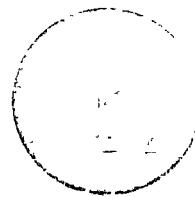
<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
31. ING. ENRIQUE SALAS ROMERO Hériberto Frias No. 1046-3 México, D. F. Tel: 5-59-22-63	BUFETE INDUSTRIAL Dante 36-60. Piso México, D. F. Tel: 5-14-34-58
32. ING. MIGUEL A. SANTINELLI LLABRAS México, D. F.	SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Xola y Av. Universidad México, D. F.
33. ING. ALFONSO TOVAR SANTANA México, D. F.	
34. ARQ. ALFONSO ISIDRO TREVIÑO SADA Xochicalco 626 Col. Narvarte México, D. F. Tel: 5-75-30-07	SEGURO SOCIAL Durango 291-90. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11 - 333
35. ING. JORGE FRANCISCO VAZQUEZ Amores No. 317-M México, D. F. Tel: 5-23-27-96	ELMEX, S. A. Av. de la Industria No. 159 México, D. F. Tel: 5-42-39-32
36. ING. FRANCISCO VAZQUEZ LIMAS Sur 115-A No.220 Col. Escuadron 201 México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Río Ródano No.14-40. Piso México, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext. 2323
37. ARQ. MIGUEL ANGEL VAZQUEZ SANTOYO Fraternidad 79 Edif. Laurel A-11 San Angel México 20, D. F. Tel: 5-48-32-58	SEGURO SOCIAL Durango 291-70. Piso México, D. F. Tel: 5-83-63-66 Ext. 351
38. ING. MANUEL EDUARDO VEGA MEMIJE Ixtaccihuatl 6-306 Col. Hipodromo Condesa México 11, D. F. Tel: 5-84-36-01	INGENIERIA, PROYECTOS Y VALUA - CION, S. A. Tuxpan 54-105 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-84-37-60

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE EVALUACION Y REPARACION DE  
DANOS ESTRUCTURALES ( DEL 11 DE JUNIO AL 6 DE AGOSTO DE 1974 )

<u>NCMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
39. ARQ. EDUARDO VILLARREAL CASTELAZO José Ma. Velazco 104-301 México, D. F. Tel: 5-34-73-30	SEGURO SOCIAL Durango 291-7o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-85-52
40. ARQ. ANTONIO VILLARREAL OYANGUREN Cincinati 74 Depto. 7 México 18, D. F. Tel: 5-98-18-73	SEGURO SOCIAL Durango 291-6o. Piso México, D. F. Tel: 5-53-21-11 Ext. 271
41. ING. JOSE VISOSO SEPTIEN Torres Adalid No. 511-401 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-23-88-37	INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL Paseo de la Reforma No. 269 México, D. F. Tel: 5-83-63-66 Ext. 355
42. ING. MIGUEL RICARDO ZAVALA GARZA Recife 568 Col. Lindavista México 14, D. F. Tel: 5-87-33-72	I.S.S.S.T.E. Av. Juárez 154-4o. Piso México, D. F. Tel: 5-46-54-70



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



## EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

### Sensibilidad al Fuego de los Distintos Sistemas Estructurales

Ing. José Luis Calderón V.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

## SENSIBILIDAD AL FUEGO DE LOS DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

ING. JOSE LUIS CALDERON V.

### INTRODUCCION.-

La resistencia al fuego de una construcción depende de la susceptibilidad al daño por fuego que tengan los materiales que se emplearon en la misma, así como del grado de protección de sus elementos estructurales. Para valuar la resistencia al fuego de estos elementos se tienen diferentes normas tales como:

Standard Method of Fire Tests of Building  
Construction and Materials", - National Fire Code,  
Vol-IV, No. 251.- National Fire Protection -----  
Association.

ASTM.- No. E 119.- American Society of Tes-  
ting Materials.

U.L. No. 263.- Underwriters' Laboratories

En estas normas no solamente se incluyen la clasificación de los diferentes tipos de construcción; sino que, también consideran aspectos como la localización del inmueble, tipo de ocupación, exposición exterior, posibilidad de daño mecánico de la protección contra incendio, así como cualquier otra condición que pueda ser impuesta para

salvaguardar la VIDA HUMANA y la propiedad; sin olvidar desde luego, los sistemas y dispositivos de detección - y combate del incendio, tanto públicos como privados, - que puedan usarse para controlar un probable siniestro.

#### CLASIFICACION DEL TIPO DE CONSTRUCCION Y MATERIALES EMPLEADOS.

##### DEFINICION DE NO COMBUSTIBILIDAD.-

Por muchos años se han empleado en la construcción materiales como el acero, concreto, tabique, block de concreto, asbesto, yeso, mezclas etc., que no se prenden ni arden cuando se someten al fuego y por esta razón - la frase NO COMBUSTIBLE, se ha asociado con estos materiales. Sin embargo, en la construcción moderna se usan una gran variedad de materiales que la técnica ha desarrollado y cuyas características no cumplen estrictamente con el -- término tradicionalmente empleado de "NO COMBUSTIBLE".

Por consiguiente, fué necesario crear especificaciones y normas que definieron la "no combustibilidad" así como la "no propagación del fuego", bajo los -- efectos del tiempo, humedad y condiciones atmosféricas.

El término de "Propagación del Fuego", se usa como una referencia para medir las características del material de acuerdo con lo indicado en el "METHOD OF TEST OF SURFACE BURNING CHARACTERISTICS OF BUILDING MATERIALS, NFPA No. - 255; Underwriters' Laboratories No. UL 723 y American ---

Society of Testing and Materials, ASTM No. E 84.

En la actualidad se clasifican los tipos de construcción y materiales empleados en ella como "NO COMBUSTIBLE", si queda dentro de uno de los tres grupos siguientes:

- a) Materiales que no se prenden ni arden cuando se someten a los efectos del fuego.
- b) Materiales que tienen una base o cuerpo no combustible como se definió en a) con una superficie no mayor de 1/8" de espesor con un valor de propagación del fuego no mayor de 50.
- c) Materiales diferentes a los descritos - en los grupos a) y b), que tienen una superficie con valor de propagación al fuego no mayor de 25 sin evidencias de una combustión y que sea de una composición tal que al exponer un corte práctico en cualquier dirección, su superficie tenga un valor de propagación al fuego inferior a 25 sin evidencias de una combustión progresiva.

####....

### CONSTRUCCION RESISTENTE AL FUEGO.

Es el tipo de construcción compuesta por muros, divisiones, columnas, pisos y techos de materiales no combustibles y que presentan una resistencia al fuego no menor que la señalada en la siguiente tabla.

Las dos clasificaciones que se indican en dicha tabla se dan como requisito de soporte de los pisos.

RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (EN HORAS)	CLASIFICACION	3 HRS	2 HRS
Muros de Carga, interiores y exteriores (1)		4	3
Muros y divisiones (no de carga) interiores y exteriores (2)	NO COMBUSTIBLES		
Miembros estructurales principales incluyendo, columnas, celosías, vigas y tráves, para edificaciones de un piso solamente		3	2
Miembros estructurales principales incluyendo columnas, celosías, vigas y tráves para edificaciones de más de un piso		4	3

RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (EN HORAS)	CLASIFICACION	
	3 HRS	2 HRS
Pisos y Miembros estructurales secundarios, tales como vigas, losas <i>etc.</i> que no afecten la estabilidad del edificio	3	2
Techos y Miembros estructurales secundarios tales como vigas, losas <i>etc.</i> que no afecten la estabilidad del edificio	2	1 1/2
Divisiones interiores en escaleras y otras aberturas a través de pisos (3)	2	2

NOTAS.

1) Los muros y divisiones de carga deben tener una estabilidad adecuada además de su resistencia al -- fuego especificada.

2) Puede requerirse resistencia al fuego por condiciones de exposición, localización respecto a ductos, ocupación, etc.

3) Bajo condiciones especiales se puede permitir una hora de resistencia al fuego.

#### CONSTRUCCION NO COMBUSTIBLE.-

Es el tipo de construcción en el que los muros, divisiones y miembros estructurales son de materiales no combustibles sin calificarse como resistentes al fuego.

#### CONSTRUCCION NO COMBUSTIBLE PROTEGIDA.-

Se tiene de este tipo cuando en una construcción con materiales no combustibles los muros y divisiones (interiores y exteriores) tienen una resistencia al fuego mínima de dos horas y son estables bajo estas condiciones de incendio; los techos, pisos y sus soportes tienen una hora de resistencia al fuego; cubos de escaleras y otras aberturas de los pisos están soportados con divisiones que tienen una hora de resistencia al fuego.

#### CONSTRUCCION ORDINARIA.-

Es el tipo de construcción en la cual sus muros y divisiones exteriores son de materiales no combustibles y pueden tener estabilidad al fuego al menos durante dos horas; techos y pisos pueden ser total o parcialmente de madera.

**Standard Methods of Fire Tests of  
Building Construction and Materials**

**NFPA No. 251 — 1972**

**1972 Edition of No. 251**

The 1972 edition of Standard Methods of Fire Tests of Building Construction and Materials incorporates changes proposed by the Committee on Fire Tests and adopted by the National Fire Protection Association at its Annual Meeting on May 17, 1972.

The changes to the 1969 edition incorporated in this 1972 edition are the replacement of Sections 23, 24 and 25 with new sections 23 through 36 (renumbering 26 through 36 as 37 through 47) and the addition of Appendices C and D.

**Origin and Development of No. 251**

This standard had its origin in recommendations of the International Fire Prevention Congress, London, 1903. It was presented to the NFPA by the Committee on Fire-Resistive Construction in 1911. It was officially adopted in a revised form in 1918. Successive editions were published as a result of cooperative activity by the NFPA and other organizations in 1918, 1926, 1934, 1941, 1955, 1958, 1959, 1960, 1961, 1963 and 1969. It was handled in the NFPA successively by the Committee on Fire-Resistive Construction, the Committee on Building Construction, and now by the Committee on Fire Tests. The present Committee on Fire Tests has interlocking membership with the ASTM committee.

The text is similar to that published by the American Society for Testing and Materials, ASTM designation E-119, recommended by the ASTM Committee on Fire Tests. Previous editions of this standard have been adopted and published by Underwriters' Laboratories, Inc., as U.L. 263.

## Committee on Fire Tests

Jack A. Pono, *Chairman*, Underwriters Laboratories, Inc., 333 Farnham Rd., Northbrook, Ill. 60062

**M. S. Abrams**, Portland Cement Association

**Richard W. Blezacker**, The Ohio State University

**Buell B. Burton**, Building Officials & Code Administrators International, Inc.

**Richard G. Gewain**, American Iron & Steel Institute

**Dennis Lawson**, British Joint Fire Research Organization

**Gerald L. Matman**, Nat'l Loss Control Service Corp

**W. F. Maxoni**, Factory Mutual Research Corp

**E. E. Miller**, Factory Insurance Assn.

**Henry Olson**, Mobile Homes Manufacturers Assn.

**Norman S. Pearce**, Underwriters' Laboratories of Canada

**Dr. A. F. Robertson**, National Bureau of Standards

**John Ed Ryan**, National Forest Products Assn.

**Louis Segal**, Fire Marshals Assn. of North America

**Gordon W. Shorter**, National Research Council of Canada

**Lewis W. Vaughan**, Canadian Sheet Steel Building Institute

**G. M. Watson**, American Insurance Assn.

**Calvin H. Yulli**, Southwest Research Institute

## Alternate.

**S. K. Goodwin**, Factory Insurance Assn. (Alternate to E. E. Miller)

**Scope:** To develop standards for fire testing procedures when such standards are not available, review existing fire test standards and recommend appropriate action to NFPA, recommend the application of and advise on the interpretation of acceptable test standards for fire problems of concern to NFPA Technical Committees and members, act in a liaison capacity between NFPA and the committees of other organizations writing fire test standards.

## Contents

Control of Fire Tests	251-4
Classification, Determined by Test	251-7
Test Specimen	251-8
Conduct of Fire Tests	251-9
Tests, Bearing Walls, Partitions	251-12
Tests, Nonbearing Walls, Partitions	251-13
Tests of Columns	251-13
Protection, Structural Steel Columns	251-14
Tests of Floor and Roof Assemblies	251-15
Tests of Loaded Restrained Beams	251-18
Classification Procedure for Loaded Beams	251-19
Solid Structural Steel Beams, Girders	251-21
Tests of Ceiling Constructions	251-22
Protection, Combustible Framing	251-24
Appendix A	251-25
Appendix B	251-26
Appendix C	251-27
Appendix D	251-30

## Standard Methods of the Tests of Building Construction and Materials

NFPA No. 251-1972

The performance of walls, columns, floors, and other building members under fire exposure conditions is an item of major importance in securing constructions that are safe, and that are not a menace to neighboring structures nor to the public. Recognition of this is registered in the codes of many authorities, municipal and other. It is important to secure balance of the many units in a single building, and of buildings of like character and use in a community; and also to promote uniformity in requirements of various authorities throughout the country. To do this it is necessary that the fire-resistive properties of materials and assemblies be measured and specified according to a common standard expressed in terms that are applicable alike to a wide variety of materials, situations, and conditions of exposure.

Such a standard is found in the methods that follow. They prescribe a standard exposing fire of controlled extent and severity. Performance is defined as the period of resistance to standard exposure elapsing before the first critical point in behavior is observed. Results are reported in units in which field exposures can be judged and expressed.

The methods may be cited as the "Standard Fire Tests," and the performance or exposure shall be expressed as "2-hr.," "6-hr.," "1½-hr.," etc.

When a factor of safety exceeding that inherent in the test conditions is desired, a proportional increase should be made in the specified time-classification period.

## Scope.

1 (a) These methods of fire tests are applicable to assemblies of masonry units and to composite assemblies of structural materials for buildings, including bearing and other walls and partitions, columns, girders, beams, joists, and composite slab and beam assemblies for floors and roofs. They are also applicable to other assemblies and structural units that constitute permanent integral parts of a building.

(b) It is the intent that classifications shall register performance during the period of exposure and shall not be construed as having determined suitability for use after fire exposure.

NOTE. A method of fire hazard classification based on rate of flame spread is covered in NFPA Standard No 255, Method of Test of Surface Burning Characteristics of Building Materials.

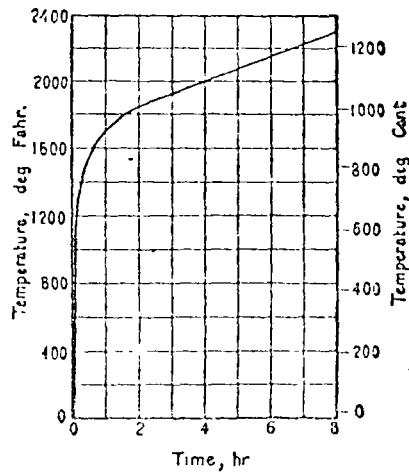
### CONTROL OF FIRE TESTS.

#### Time-Temperature Curve.

2. The conduct of fire tests of materials and construction shall be controlled by the standard time-temperature curve shown in Fig. 1. The points on the curve that determine its character are:

1000°F (538C.)	at 5 min.
1300°F (704C.)	at 10 min.
1550°F (843C.)	at 30 min.
1700°F (927C.)	at 1 hr.
1850°F (1010C.)	at 2 hr.
2000°F (1093C.)	at 4 hr.
2300°F (1260C.)	at 8 hr. or over

Time Temperature Curve  
Fig. 1



For a closer definition of the time-temperature curve, see Appendix A.

#### Furnace Temperatures.

3. (a) The temperature fixed by the curve shall be deemed to be the average temperature obtained from the readings of not less than nine thermocouples for a floor, roof, wall or partition and not less than eight thermocouples for a structural column, symmetrically disposed and distributed to show the temperature near all parts of the sample, the thermocouples being enclosed in sealed porcelain tubes  $\frac{3}{4}$  in. in outside diameter and  $\frac{1}{8}$  inch in wall thickness, or, as an alternative in the case of base metal thermocouples, enclosed in sealed, standard-weight  $\frac{1}{2}$ -in. black wrought steel or black wrought iron pipe. The exposed length of the pyrometer tube and thermocouple in the furnace chamber shall be not less than 12 in. Other types of protecting tubes or pyrometers may be used that, under test conditions, give the same indications as the above standard within the limit of accuracy that applies for furnace-temperature measurements. For floors and columns, the junction of the thermocouples shall be placed 12 in. away from the exposed face of the specimen at the beginning of the test and, during the test, shall not touch the sample as a result of its deflection. In the case of walls and partitions, the thermocouples shall be placed 6 in. away from the exposed face of the specimen at the beginning of the test, and shall not touch the specimen during the test, in the event of deflection.

(b) The temperatures shall be read at intervals not exceeding 5 min. during the first two hours, and thereafter the intervals may be increased to not more than 10 minutes.

(c) The accuracy of the furnace control shall be such that the area under the time-temperature curve, obtained by averaging the results from the pyrometer readings, is within 10 per cent of the corresponding area under the standard time-temperature curve shown in Fig. 1 for fire tests of 1 hr. or less duration, within 7.5 per cent for those over 1 hr. and not more than 2 hr., and within 5 per cent for tests exceeding 2 hr. in duration.

#### Temperatures of Unexposed Surfaces of Floors, Roofs, Walls, and Partitions.

4. (a) Temperatures of unexposed surfaces shall be measured with thermocouples or thermometers placed in the direction and point it may be unsafe or impracticable to use the

under flexible, dry, felted asbestos pads. The properties of these pads shall meet the requirements listed in Appendix B. The wire leads of the thermocouple or the stem of the thermometer shall have an immersion under the pad and be in contact with the unexposed surface for not less than  $3\frac{1}{2}$  in. The hot junction of the thermocouple or the bulb of the thermometer shall be placed approximately under the center of the pad. The outside diameter of protecting or insulating tubes, and of thermometer stems, shall be not more than  $5\frac{1}{16}$  in. The pad shall be held firmly against the surface, and shall fit closely about the thermocouples or thermometer stems. Thermometers shall be of the partial-immersion type, with a length of stem, between the end of the bulb and the immersion mark, of 3 in. The wires for the thermocouple in the length covered by the pad shall be not heavier than No. 18 B & S gage (0.01 in.) and shall be electrically insulated with heat-resistant and moisture-resistant coatings.

**NOTE:** For the purpose of testing roof assemblies the unexposed surface shall be defined as the surface exposed to ambient air.

(b) Temperature readings shall be taken at not less than nine points on the surface. Five of these shall be symmetrically disposed, one to be approximately at the center of the specimen, and four at approximately the center of its quarter sections. The other four shall be located at the discretion of the testing authority to obtain representative information on the performance of the construction under test. None of the thermocouples shall be located nearer to the edges of the test specimen than  $1\frac{1}{2}$  times the thickness of the construction or 12 in. An exception can be made in those cases where there is an element of the construction which is not otherwise represented in the remainder of the test specimen. None of the thermocouples shall be located opposite or on top of beams, girders, pilasters, or other structural members if temperatures at such points will obviously be lower than at more representative locations.

(c) Temperature readings shall be taken at intervals not exceeding 15 min. until a reading exceeding  $212^{\circ}\text{F}$  ( $100^{\circ}\text{C}$ ) has been obtained at any one point. Thereafter the readings may be taken more frequently at the discretion of the testing body, but the intervals need not be less than 5 min.

(d) Where the conditions of acceptance place a limita-

tor on the rise of temperature of the unexposed surface, the temperature end point of the fire endurance period shall be determined by the average of the measurements taken at individual points; except that if a temperature rise 30 per cent in excess of the specified limit occurs at any one of these points, the remainder shall be ignored and the fire endurance period judged as ended.

#### CLASSIFICATION AS DETERMINED BY TEST.

##### Report of Results.

5. (a) Results shall be reported in accordance with the performance in the tests prescribed in these methods. They shall be expressed in time periods of resistance, to the nearest integral minute.

Reports shall include observations of significant details of the behavior of the material or construction during the test and after the furnace fire is cut off, including information on deformation, spalling, cracking, burning of the specimen or its component parts, continuance of flaming, and production of smoke.

(b) Reports of tests involving wall, floor, beam or ceiling constructions in which restraint is provided against expansion, contraction and or rotation of construction shall describe the method used to provide this restraint.

(c) When the indicated resistance period is  $1\frac{1}{2}$  hr. or over, determined by the average or maximum temperature rise on the unexposed surface or within the test specimen, or by failure under load, a correction shall be applied for variation of the furnace exposure from that prescribed, where it will affect the classification, by multiplying the indicated period by two thirds of the difference in area between the curve of average furnace temperature and the standard curve for the first three-fourths of the period and dividing the product by the area between the standard curve and a base line of  $68^{\circ}\text{F}$  ( $20^{\circ}\text{C}$ ) for the same part of the indicated period, the latter area increased by  $54^{\circ}\text{ Fahr.-hr.}$  or  $30^{\circ}\text{ Cent.-hr.}$  ( $3240^{\circ}\text{ Fahr.-min.}$  or  $1800^{\circ}\text{ Cent.-min.}$ ), to compensate for the thermal lag of the furnace thermocouples during the first part of the test. For fire exposure in the test higher than standard, the indicated resistance period

shall be increased by the amount of the correction and be similarly decreased for fire exposure below standard (Note).

NOTE: The correction can be expressed by the following formula:

$$C = \frac{2I(A - As)}{3(As + L)}$$

where:

$C$  = correction in the same units as  $I$

$I$  = indicated fire-resistance period,

$A$  = area under the curve of indicated average furnace temperature for the first three fourths of the indicated period,

$As$  = area under the standard furnace curve for the same part of the indicated period, and

$L$  = lag correction in the same units as  $A$  and  $As$  ( $54^{\circ}$  Fahr.-hr. or  $20^{\circ}$  Cent.-hr. ( $3240^{\circ}$  Fahr.-min. or  $1800^{\circ}$  Cent.-min.)).

(d) Unless all of the materials used in the assembly classify as "noncombustible" as defined in NFPA No. 220, Standard Types of Building Construction, the term "combustible" shall be used after the assigned hourly classification, except that the roof covering in roof and ceiling assemblies shall not be considered in making this evaluation. No material shall be classed as noncombustible which, as used in the assembly, will be subject to a significant increase in combustibility or flame spread rating beyond the limits established by the definition of "noncombustible" in NFPA No. 220 through the effects of age, moisture or other atmospheric conditions. Flame spread rating refers to the ratings obtained according to the Method of Test of Surface Burning Characteristics of Building Materials, NFPA No. 255.

## TEST SPECIMEN.

### Test Specimen.

6. (a) The test specimen shall be truly representative of the construction for which classification is desired, as to materials, workmanship, and details such as dimensions of parts, and shall be built under conditions representative of those obtaining as practically applied in building construction and operation. The physical properties of the materials and ingredients used in the test specimen shall be determined and recorded.

(b) The size and dimensions of the test specimen specified herein are intended to apply for rating constructions of dimensions within the usual general range employed in buildings. If the conditions of use limit the construction to smaller dimensions, a proportionate reduction may be made in the dimensions of the specimens for a test qualifying them for such restricted use.

(c) When it is desired to include a built-up roof covering, the test specimen shall have a roof covering of 3-ply, 15-lb. type felt and not in excess of 120 lbs. per square (100 sq. ft.) of hot mopping asphalt without gravel surfacing. Tests of assemblies with this covering do not preclude the field use of other built-up roof coverings.

## CONDUCT OF FIRE TESTS.

### Fire Endurance Test.

7. The fire endurance test on the specimen with its applied load, if any, shall be continued until failure occurs, or until the specimen has withstood the test conditions for a period equal to that herein specified in the conditions of acceptance for the given type of construction.

### Hose Stream Test.

8. (a) Where required by the conditions of acceptance, a duplicate specimen shall be subjected to a fire exposure test for a period equal to one half of that indicated as the resistance period in the fire endurance test, but not for more than 1 hr., immediately after which the specimen shall be subjected to the impact, erosion, and cooling effects of a hose stream directed first at the middle and then at all parts of the exposed face, changes in direction being made slowly.

(b) Exemption: The hose stream test shall not be required in the case of constructions having a resistance period, indicated in the fire endurance test, of less than 1 hr.

(c) Optional Program: The submitter may elect, with the advice and consent of the testing body, to have the hose stream test made on the specimen subjected to the fire endurance test and immediately following the expiration of the fire endurance test.

(d) Stream Equipment and Details: The stream shall be delivered through 2½-in. hose discharging through a National Standard Playpipe of corresponding size equipped with a 1⅓-in. discharge tip of the standard-taper smooth-bore pattern without shoulder at the orifice. The water pressure and duration of application shall be as prescribed in Table I.

TABLE I

Resistance Period	Duration of Application, min	
	Water Pressure at per 100 sq ft Base of Nozzle, psi exposed area	
8 hr. and over	45	6
4 hr. and over if less than 8 hr.	45	5
2 hr. and over if less than 4 hr.	30	2½
1½ hr. and over if less than 2 hr.	30	1½
1 hr. and over if less than 1½ hr.	30	1
Less than 1 hr., if desired	30	1

(e) Nozzle Distance: The nozzle orifice shall be 20 ft. from the center of the exposed surface of the test sample if the nozzle is so located that when directed at the center its axis is normal to the surface of the test sample. If otherwise located, its distance from the center shall be less than 20 ft. by an amount equal to 1 ft. for each 10 deg. of deviation from the normal.

#### Protection and Conditioning of Test Specimen.

9. The test specimen shall be protected during and after fabrication to assure normality of its quality and condition at the time of test. It shall not be tested until a large portion of its final strength has been attained, and, if it contains moisture, until the excess has been removed to achieve an air-dry condition in accordance with the requirements given in Paragraphs (a) through (c). The testing equipment and sample undergoing the fire test shall be protected from any condition of wind or weather, that might lead to abnormal results. The ambient air temperature at the beginning of the test shall be within the range of 50° to 90°F (10° to 32°C). The velocity of air across the unexposed surface of the sample, measured just before the test begins, shall not exceed 1.4 ft. per sec., as determined by an anemometer placed at right angles to the unexposed surface. If mechanical ventilation is employed during the test, an air stream shall not be directed across the surface of the specimen.

(a) Prior to fire test, constructions shall be conditioned

with the objective of providing, within a reasonable time, a moisture condition within the specimen approximately representative of that likely to exist in similar construction in buildings. For purposes of standardization, this condition is to be considered as that which would be established at equilibrium resulting from drying in an ambient atmosphere of 50 per cent relative humidity at 73°F.<sup>1</sup> However, with some constructions, it may be difficult or impossible to achieve such uniformity within a reasonable period of time. Accordingly, where this is the case, specimens may be tested when the dampest portion of the structure, the portion at 6-in. depth below the surface of massive constructions, has achieved a moisture content corresponding to drying to equilibrium with air in the range of 50 to 75 per cent relative humidity at 73°±5°F. In the event that specimens dried in a heated building fail to meet these requirements after a 12-month conditioning period, or in the event that the nature of the construction is such that it is evident that drying of the specimen interior will be prevented by hermetic sealing, these requirements may be waived, except as to attainment of a large portion of final strength, and the specimen tested in the condition in which it then exists.

(b) If, during the conditioning of the specimen it appears desirable or is necessary to use accelerated drying techniques, it is the responsibility of the laboratory conducting the test to avoid procedures which will significantly alter the structural or fire endurance characteristics of the specimen or both from those produced as the result of drying in accordance with procedures given in Paragraph (a).

<sup>1</sup>A recommended method for determining the relative humidity within a hardened concrete specimen with electric sensing elements is described in Appendix I of a paper by Carl A. Menzel, "A Method for Determining the Moisture Condition of Hardened Concrete in Terms of Relative Humidity," Proceedings, American Society for Testing and Materials, Vol. 55, p. 1083 (1955). A similar procedure with electric sensing elements can be used to determine the relative humidity within fire test specimens made with other materials.

With wood constructions, the moisture meter based on the electrical resistance method can be used, when appropriate, as an alternate to the relative humidity method to indicate when wood has attained the proper moisture content. Electrical methods are described on pages 320 and 321 of the 1955 edition of the "Wood Handbook of the Forest Products Laboratory," U.S. Department of Agriculture. The relationships between relative humidity and moisture content are given by the graphs in Fig. 23 on p. 327. They indicate that wood has a moisture content of 13 per cent at a relative

humidity of 50 per cent for a temperature of 70° to 80°F (21° to 27°C).

(c) Within 72 hrs. prior to the fire test<sup>2</sup> information on the actual moisture content and distribution within the specimen shall be obtained. The information should be included in the test report.

<sup>2</sup>If the moisture condition of the fire test assembly is likely to change drastically from the 72 hr sampling time prior to test, the sampling should be made not later than 24 hrs. prior to the test.

### TESTS OF BEARING WALLS AND PARTITIONS.

#### Size of Specimen.

10. The area exposed to fire shall be not less than 100 sq. ft., with neither dimension less than 9 ft. The test specimen shall not be restrained on its vertical edges.

#### Loading.

11. During the fire endurance and fire and hose stream tests a superimposed load shall be applied to the construction in a manner calculated to develop theoretically, as nearly as practicable, the working stresses contemplated by the design.

#### Conditions of Acceptance.

12. The test shall be regarded as successful if the following conditions are met:

(a) The wall or partition shall have sustained the applied load during the fire endurance test without passage of flame or gases hot enough to ignite cotton waste, for a period equal to that for which classification is desired.

(b) The wall or partition shall have sustained the applied load during the fire and hose stream test as specified in Section 8, without passage of flame, of gases hot enough to ignite cotton waste, or of the hose stream, and after cooling but within 72 hr. after its completion shall sustain the dead load of the test construction plus twice the superimposed load specified above.

(c) Transmission of heat through the wall or partition during the fire endurance test shall not have been such as to raise the temperature on its unexposed surface more than 250°F (139°C) above its initial temperature.

### TESTS OF NONBEARING WALLS AND PARTITIONS.

#### Size of Specimen.

13. The area exposed to fire shall be not less than 100 sq. ft., with neither dimension less than 9 ft. The test specimen shall be restrained on all four edges.

#### Conditions of Acceptance.

14. The test shall be regarded as successful if the following conditions are met.

(a) The wall or partition shall have withstood the fire endurance test without passage of flame or gases hot enough to ignite cotton waste, for a period equal to that for which classification is desired.

(b) The wall or partition shall have withstood the fire and hose stream test as specified in Section 8, without passage of flame, of gases hot enough to ignite cotton waste, or of the hose stream.

(c) Transmission of heat through the wall or partition during the fire endurance test shall not have been such as to raise the temperature on its unexposed surface more than 250°F (139°C) above its initial temperature.

### TESTS OF COLUMNS.

#### Size of Specimen.

15. The length of the column exposed to fire shall, when practicable, approximate the maximum clear length contemplated by the design, and for building columns shall be not less than 9 ft. The contemplated details of connections, and their protection if any, shall be applied according to the methods of acceptable field practice.

#### Loading.

16. (a) During the fire endurance test the column shall be exposed to fire on all sides and shall be loaded in a manner calculated to develop theoretically, as nearly as practicable, the working stresses contemplated by the design. Provision shall be made for transmitting the load to the exposed portion of the column without unduly increasing the effective column length.

(b) If the submitter and the testing body jointly so decide, the column may be subjected to  $1\frac{1}{4}$  times its designed working load before the fire endurance test is undertaken. The fact that such a test has been made shall not be construed as having had a deleterious effect on the fire endurance test performance.

#### Condition of Acceptance.

17. The test shall be regarded as successful if the column sustains the applied load during the fire endurance test for a period equal to that for which classification is desired.

### ALTERNATE TEST OF PROTECTION FOR STRUCTURAL STEEL COLUMNS.

#### Application.

18. This test procedure does not require column loading at any time and may be used at the discretion of the testing laboratory to evaluate steel column protections that are not required by design to carry any of the column load.

#### Size and Character of Specimen.

19. (a) The size of the steel column used shall be such as to provide a test specimen that is truly representative of the design, materials, and workmanship for which classification is desired. The protection shall be applied according to the methods of acceptable field practice. The length of the protected column shall be at least 8 ft. The column shall be vertical during application of the protection and during the fire exposure.

(b) The applied protection shall be restrained against longitudinal temperature expansion greater than that of the steel column by rigid steel plates or reinforced concrete attached to the ends of the steel column before the protection is applied. The size of the plates or amount of concrete shall be adequate to provide direct bearing for the entire transverse area of the protection.

(c) The ends of the specimen, including the means for restraint, shall be given sufficient thermal insulation to prevent appreciable direct heat transfer from the furnace.

#### Temperature Measurement.

20. The temperature of the steel in the column shall be measured by at least three thermocouples located at each of four levels. The upper and lower levels shall be 2 ft. from the ends of the steel column, and the two intermediate levels shall be equally spaced. The thermocouples at each level shall be so placed as to measure significant temperatures of the component elements of the steel section.

#### Exposure to Fire.

21. During the fire endurance test the specimen shall be exposed to fire on all sides for its full length.

#### Conditions of Acceptance.

22. The test shall be regarded as successful if the transmission of heat through the protection during the period of fire exposure for which classification is desired does not raise the average (arithmetical) temperature of the steel at any one of the four levels above 1000°F, or does not raise the temperature above 1200°F at any one of the measured points.

### TESTS OF FLOOR AND ROOF ASSEMBLIES

#### Application.

23. (a) This test procedure is applicable to floor and roof assemblies with or without attached, furred, or suspended ceilings and requires application of fire exposure to the underside of the specimen under test.

(b) Two fire endurance classifications shall be developed, for assemblies restrained against thermal expansion; a restrained assembly classification based upon the conditions of acceptance specified in Sections 27(a), (b), and (c) and an unrestrained assembly classification based upon the conditions of acceptance specified in Sections 28(a) and (b) in addition to Section 28(c), (d), or (e).

Note: See Appendix D, which is intended as a guide for assisting the user of this method in determining the conditions of thermal restraint applicable to floor and roof constructions and individual beams in actual building construction.

(c) One fire endurance classification shall be developed from tests of assemblies not restrained against

thermal expansion based upon the conditions of acceptance specified in Sections 28(a) and (b).

(d) Individual unrestrained classifications may be developed for beams tested in accordance with this test method using the conditions of acceptance specified in Sections 36(a), (b), or (c).

#### Size and Characteristics of Specimen

24. (a) The area exposed to fire shall be not less than 180 sq. ft. with neither dimension less than 12 ft. Structural members, if a part of the construction under test, shall lie within the combustion chamber and have a side clearance of not less than 8 in. from its walls.

(b) The specimen shall be installed in accordance with recommended fabrication procedures for the type of construction and shall be representative of the design for which classification is desired. Where a restrained classification is desired, specimens representing forms of construction in which restraint to thermal expansion occurs shall be reasonably restrained in the furnace.

#### Loading

25. Throughout the fire endurance test a superimposed load shall be applied to the specimen. This load, together with the weight of the specimen, shall be as nearly as practicable the maximum theoretical dead and live loads permitted by nationally recognized design standards.

#### Temperature Measurement

26. (a) The temperature of the steel in structural members shall be measured by thermocouples at three or more sections spaced along the length of the members with one section preferably located at midspan, except that in cases where the cover thickness is not uniform along the specimen length, at least one of the sections at which temperatures are measured shall include the point of minimum cover.

(b) For steel beams, there shall be four thermocouples at each section; two shall be located on the bottom of the bottom flange (one on the edge and one on the center of this flange), one on the web at the center, and one on the bottom of the top flange.

(c) For reinforced or prestressed concrete structural members, thermocouples shall be located on each of the

tension reinforcing elements, unless there are more than eight such elements, in which case, thermocouples shall be placed on eight elements selected in such a manner as to obtain representative temperatures of all the elements.

(a) For open-web steel joists, four thermocouples shall be placed on each joist, one on the top chord, one at the middle of the web, and two on the bottom chord, except that no more than four joists need be so instrumented. The groups of four thermocouples shall be placed in representative locations such as at midspan, over joints in the ceiling, and over light fixtures, etc.

#### Conditions of Acceptance — Restrained Assembly

27. In obtaining a restrained assembly classification, the following conditions shall be met:

(a) The specimen shall have sustained the applied load during the classification period without developing unexposed surface conditions which will ignite cotton waste.

(b) Transmission of heat through the specimen during the classification period shall not have been such as to raise the average temperature on its unexposed surface more than 250°F (139°C) above its initial temperature.

(c) For specimens employing beams spaced more than 4 ft. on centers, the beams shall achieve a fire endurance classification on the basis of the temperature criteria specified in Section 28(c) or (d) for assembly classifications of up to and including 1 hr. For classifications greater than 1 hr., the above temperature criteria shall apply for a period of one half of the classification of the assembly or 1 hr., whichever is greater.

#### Conditions of Acceptance — Unrestrained Assembly

28. In obtaining an unrestrained assembly classification, the following conditions shall be met:

(a) The specimen shall have sustained the applied load during the classification period without developing unexposed surface conditions which will ignite cotton waste.

(b) The transmission of heat through the specimen during the classification period shall not have been such as to raise the average temperature on its unexposed surface more than 250°F (139°C) above its initial temperature.

(c) For specimens employing steel structural members (excluding steel floor units having spans equal to or less than those tested), the temperature of the steel shall not

have exceeded 1300°F at any location during the classification period nor shall the average temperature recorded by four thermocouples at any section have exceeded 1100°F during this period.

(d) For specimens employing conventionally designed concrete structural members (excluding cast in place concrete slabs having spans equal to or less than those tested), the average temperature of the tension steel at any section shall not have exceeded 800°F for cold-drawn prestressing steel or 1100°F for reinforcing steel during the classification period.

(e) For specimens employing multiple (five or more) open-web steel joists, the average temperature recorded by all joist thermocouples shall not have exceeded 1100°F during the classification period.

#### Report of Results

29. (a) The fire endurance classification of a restrained assembly shall be reported as that developed by applying the conditions of acceptance specified in Section 27(a), (b), and (c).

(b) The fire endurance classification of an unrestrained assembly shall be reported as that developed by applying the conditions of acceptance specified in Section 28(a) and (b) and, where applicable, Section 28(c), (d), or (e) to a specimen tested in accordance with this test procedure.

### TESTS OF LOADED RESTRAINED BEAMS

30. An individual classification of a restrained beam may be obtained by this test procedure and based upon the conditions of acceptance specified in Section 33. The fire endurance classification so derived shall be applicable to the beam when used with a floor or roof construction which has a comparable, or greater, capacity for heat dissipation from the beam than the floor or roof with which it was tested. The fire endurance classification developed by this method shall not be applicable to sizes of beams smaller than those tested.

#### Size and Characteristics of Specimen

31. The test specimen shall be installed in accordance with recommended fabrication procedures for the type of construction and shall be representative of the design for

which classification is desired. The length of beam exposed to the fire shall be not less than 12 ft. and the member shall be tested in its normal horizontal position. A section of a representative floor or roof construction not more than 7 ft. wide, symmetrically located with reference to the beam, may be included with the test specimen and exposed to the fire from below. The beam including that part of the floor or roof element forming the complete beam as designed (such as composite steel or concrete construction) shall be restrained against longitudinal thermal expansion in a manner simulating the restraint in the construction represented. The perimeter of the floor or roof element of the specimen, except that part which forms part of a beam as designed, shall not be supported or restrained.

#### Loading

32. Throughout the fire endurance test a superimposed load shall be applied to the specimen. This load, together with the weight of the specimen, shall be as nearly as practicable the maximum theoretical dead and live loads permitted by nationally recognized design standards.

#### Conditions of Acceptance

33. The following conditions shall be met:

(a) The specimen shall have sustained the applied load during the classification period.

(b) The specimen shall have achieved a fire endurance classification on the basis of the temperature criteria specified in Section 28(c) or (d) of one half the classification of the assembly or 1 hr., whichever is the greater.

### ALTERNATIVE CLASSIFICATION PROCEDURE FOR LOADED BEAMS

#### Application

34. Individual unrestrained classifications may be developed for beams tested as part of a floor or roof assembly as described in Sections 23 through 26 (except Section 23(c)) or for restrained beams tested in accordance with the procedure described in Sections 30 through 32. The fire endurance classification so derived shall be applicable to beams when used with a floor or roof construction which has a comparable, or greater, capacity for heat dissipation from the beam than the floor or roof with which it is

tested. The fire endurance classification developed by this method shall not be applicable to sizes of beams smaller than those tested.

#### Temperature Measurement

35. (a) The temperature of the steel in structural members shall be measured by thermocouples at three or more sections spaced along the length of the members with one section preferably located at midspan, except that in cases where cover thickness is not uniform along the specimen length, at least one of the sections at which temperatures are measured shall include the point of minimum cover.

(b) For steel beams, there shall be four thermocouples at each section: two shall be located on the bottom of the bottom flange, one on the web at the center, and one on the bottom of the top flange.

(c) For reinforced or prestressed concrete structural members, thermocouples shall be located on each of the tension reinforcing elements unless there are more than eight such elements, in which case thermocouples shall be placed on eight elements selected in such a manner as to obtain representative temperatures of all the elements.

#### Conditions of Acceptance

36. In obtaining an unrestrained beam classification the following conditions shall be met:

(a) The specimen shall have sustained the applied load during the classification period.

(b) For steel beams the temperature of the steel shall not have exceeded 1300°F at any location during the classification period nor shall the average temperature recorded by four thermocouples at any section have exceeded 1100°F during this period.

(c) For conventionally designed concrete beams the average temperature of the tension steel at any section shall not have exceeded 800°F for cold-drawn prestressing steel or 1100°F for reinforcing steel during the classification period.

#### ALTERNATE TEST OF PROTECTION FOR SOLID STRUCTURAL STEEL BEAMS AND GIRDERS

##### Application.

37. Where the loading required in Section 25 is not feasible this alternate test procedure may be used to evaluate the protection of steel beams and girders without application of design load, provided that the protection is not required by design to function structurally in resisting applied loads. The conditions of acceptance of this alternate test are not applicable to tests made under design loads as provided under tests for Floors and Roofs in Sections 23 to 29.

##### Size and Character of Specimen.

38. (a) The size of the steel beam or girder shall be such as to provide a test specimen that is truly representative of the design, materials and workmanship for which classification is desired. The protection shall be applied according to the methods of acceptable field practice and the projection below the ceiling, if any, shall be representative of the conditions of intended use. The length of beam or girder exposed to the fire shall be not less than 12 ft. and the member shall be tested in a horizontal position. A section of a representative floor construction not less than 5 ft. wide, symmetrically located with reference to the beam or girder and extending its full length, shall be included in the test assembly and exposed to fire from below. The rating of performance shall not be applicable to sizes smaller than those tested.

(b) The applied protection shall be restrained against longitudinal expansion greater than that of the steel beam or girder by rigid steel plates or reinforced concrete attached to the ends of the member before the protection is applied. The ends of the member, including the means for restraint, shall be given sufficient thermal insulation to prevent appreciable direct heat transfer from the furnace to the unexposed ends or from the ends of the member to the outside of the furnace.

##### Temperature Measurement.

39. The temperature of the steel in beam or girder shall be measured with not less than four thermocouples.

Each of four sections shall extend along the length of the beam and symmetrically about center and not nearer than 12 in. from the inside face of the furnace. The thermocouples in each section shall be symmetrically placed so as to measure significant temperatures of the component elements of the steel section.

#### Conditions of Acceptance.

40. The test shall be regarded as successful if the transmission of heat through the protection during the period of fire exposure for which classification is desired does not cause the average (arithmetical) temperature of the steel at any one of the four sections above 1000° F. or does not cause the temperature above 1200° F. at any one of the measured points.

### TESTS OF CEILING CONSTRUCTIONS.

#### Application.

41. This test procedure is to be used for classification of ceilings that are not an integral part of a body construction and where thirty-six inches or more of space is provided above the top of the posts or beams supporting and protected by the ceiling.

#### Size of Specimen.

42. The area exposed to fire shall be not less than 180 sq. ft., with neither dimension less than 12 ft., and the ceiling surface at its edges shall be in contact with the test furnace structure.

#### Test Construction and Enclosure.

43. The test ceiling construction shall consist of steel beam members and details rendering support of the ceiling and the ceiling fixture for the test. There shall be provided a test ceiling support specimen, the underside of the ceiling material of which shall be 12 in. above the top of the posts or beams supporting and protected by the ceiling. The top of the enclosure shall be made of cement-asbestos board, 1 in. thickness, faced with millboard  $\frac{1}{2}$  in. in thickness, and the side walls of 3-in. common brick, or a manhole of a construction giving equivalent heat resistance

ity and heat capacity. Where use of the ceiling under a combustible construction is contemplated, at least five 15-in. square panels of 1-in. pine board shall be attached to the underside of the top of the enclosure. The temperatures on the bottom surface of these panels shall be measured.

#### Conditions of Acceptance.

44. The test shall be regarded as successful if the following conditions are met:

(a) The ceiling shall have withstood the fire endurance test without the passage of flame or ignition of combustible members or materials forming part of the construction above the ceiling as evidenced by glow or flame.

(b) Transmission of heat through the ceiling during the fire endurance test shall not have been such as to raise the average temperature above the test ceiling more than indicated in the following Items (1), (2), and (3). The limiting temperatures shall be the average of those taken at not less than five points, one of which shall be approximately at the center, and four at approximately the centers of the quarter sections.

(1) With combustible supports or other combustible material in contact with the ceiling, the temperature increase at the points of contact shall not exceed 250° F.

(2) With combustible supports or other combustible material not in contact with the ceiling, the temperature increase on the surface of any combustible members, pine panels, or combustible material adjacent to the ceiling shall not exceed 250° F. The temperature on the exposed surface of combustible members not in contact with the ceiling shall be measured under a sheet of mica approximately 0.002 in. in thickness.

(3) With no combustible material above the ceiling construction, the average temperature measured on the lower surface of the main structural supporting members (beams or slabs) shall not exceed 1200° F. and the average temperature of the top and bottom of the beams, when used, shall not exceed 1000° F.

TESTS OF PROTECTION FOR COMBUSTIBLE  
FRAMING, OR FOR COMBUSTIBLE FACINGS ON  
THE UNEXPOSED SIDE OF WALLS, PARTITIONS,  
AND FLOORS.

Character of Specimen.

45. Test panels carrying wall, partition, or floor protection shall be finished with the protections which are the subject of the test, except that where the finish on the unexposed side is not the subject of the test and not specifically indicated, the testing authority shall apply a finish judged suitable for the purpose. In case a floor construction, as installed for actual use, is to have no finish on the unexposed side, it shall be so tested.

Size of Specimen.

46. The area exposed to fire shall be, for tests of wall and partition protection, not less than 100 sq. ft. with neither dimension less than 9 ft.; for tests of floor protection, not less than 180 sq. ft. with neither dimension less than 12 ft.

Conditions of Acceptance.

47. The test shall be regarded as successful if the following conditions are met:

(a) The protection shall have withstood the fire endurance test, without ignition of the materials protected, for a period equal to that for which classification is desired.

(b) Transmission of heat through the protection during the fire endurance test shall not have been such as to raise the temperatures at its contact with the protected structural members or facings of the test panel more than 250°F. (139°C) above the initial temperatures at these points, except that for members closely embedded on three sides in masonry, concrete, or other noncombustible materials the permissible temperature rise may be 325°F (181°C).

Appendix A  
TABLE II.—STANDARD TIME-TEMPERATURE CURVE FOR CONTROL  
OF FIRE TESTS

Time hr. min.	Temperature, deg. Fahr.	Area Above 68°F Base		Temperature deg. Cent.	Area Above 20°C Base	
		deg. Fahr.- min.	deg. Fahr.-hr.		deg. Cent.- min.	deg. Cent.-hr.
0.00	68	00	0	20	00	0
0.05	1 000	2 330	39	538	1 290	22
0.10	1 200	7 740	129	704	4 360	72
0.15	1 399	14 160	236	760	7 860	131
0.20	1 462	20 970	350	795	11 650	194
0.25	1 510	28 050	468	821	15 590	260
0.30	1 550	35 360	559	843	19 660	323
0.35	1 584	42 860	714	862	23 810	397
0.40	1 618	50 510	842	878	28 060	469
0.45	1 638	58 300	971	892	32 390	540
0.50	1 661	66 200	1 103	905	36 780	613
0.55	1 681	74 220	1 237	916	41 230	687
1.00	1 700	82 330	1 372	927	45 740	762
1.05	1 718	90 540	1 509	937	50 300	833
1.10	1 735	98 830	1 647	946	54 910	915
1.15	1 750	107 200	1 797	955	59 560	993
1.20	1 765	115 650	1 928	963	64 250	1 071
1.25	1 779	124 180	2 070	971	69 990	1 150
1.30	1 792	132 760	2 213	978	73 760	1 239
1.35	1 804	141 420	2 357	985	78 560	1 309
1.40	1 815	150 120	2 502	991	83 400	1 390
1.45	1 826	158 890	2 648	996	88 250	1 471
1.50	1 835	167 700	2 795	1 001	93 170	1 553
1.55	1 843	176 550	2 942	1 006	98 090	1 635
2.00	1 850	185 440	3 091	1 010	103 020	1 717
2:10	1 862	203 330	3 389	1 017	112 960	1 882
2:20	1 875	221 330	3 659	1 024	122 960	2 039
2:30	1 888	239 470	3 991	1 031	133 040	2 217
2:40	1 900	257 720	4 295	1 038	143 180	2 386
2:50	1 912	276 110	4 602	1 045	153 390	2 556
3:00	1 925	294 610	4 910	1 052	163 670	2 728
3:10	1 938	313 250	5 221	1 059	171 030	2 900
3:20	1 950	332 000	5 533	1 066	184 450	3 074
3:30	1 962	350 890	5 848	1 072	194 910	3 149
3:40	1 975	369 890	6 165	1 079	205 500	3 175
3:50	1 988	389 030	6 484	1 086	216 130	3 602
4:00	2 000	408 280	6 805	1 093	226 820	3 750
4:10	2 012	427 670	7 128	1 100	237 590	3 900
4:20	2 025	447 150	7 453	1 107	218 430	4 140
4:30	2 038	466 810	7 780	1 114	259 310	4 322
4:40	2 050	486 560	8 110	1 121	270 310	4 505
4:50	2 062	506 450	8 441	1 128	281 360	4 689
5:00	2 075	526 460	8 774	1 135	292 470	4 874
5:10	2 088	546 650	9 110	1 142	303 660	5 061
5:20	2 100	566 840	9 417	1 149	314 910	5 248
5:30	2 112	587 220	9 787	1 156	326 210	5 437
5:40	2 125	607 230	10 129	1 163	337 630	5 627
5:50	2 138	628 360	10 473	1 170	349 090	5 818
6:00	2 150	649 120	10 819	1 177	360 020	6 010
6:10	2 162	670 000	11 167	1 184	372 230	6 204
6:20	2 175	691 010	11 517	1 191	383 900	6 393
6:30	2 188	712 140	11 869	1 198	395 610	6 684
6:40	2 200	733 100	12 223	1 204	407 150	6 791
6:50	2 212	754 780	12 550	1 211	419 310	6 899
7:00	2 225	776 290	12 934	1 218	431 270	7 153
7:10	2 238	797 920	13 229	1 225	443 290	7 443
7:20	2 250	819 640	13 661	1 232	455 350	7 590
7:30	2 262	841 560	14 076	1 239	467 510	7 751
7:40	2 275	863 570	14 393	1 246	479 3	7 956
7:50	2 288	885 720	14 712	1 253	491 040	8 155
8:00	2 300	907 960	15 131	1 260	503 121	8 407

## Appendix B

## REQUIREMENTS FOR ASBESTOS PADS

**B. 1.** The asbestos pads used in measurements of temperature of unexposed surfaces of specimens shall be of felted amosite asbestos free of organic additives and shall exhibit the following properties:

- (1) Length and width,  $6 \pm \frac{1}{8}$  in.,
- (2) Thickness,\*  $0.40 \pm 0.05$  in.,
- (3) Dry weight,  $0.260 \pm 0.026$  lb.,
- (4) Thermal conductivity (at  $150^{\circ}\text{F}$ ),  $0.38 \pm 0.027$  Btu in per hr. sq. ft. deg. Fahr., and
- (5) Hardness,\*\* 10-25 (modified Brinell).

The pads shall be sufficiently soft so that, without breaking, they may be shaped to contact over the whole surface against which they are placed.

\*The thickness measurement shall be made under the light load of a  $\frac{1}{2}$ -in. diameter pad of a dial micrometer gage

\*\*The hardness measurement shall be made by pressing a 1-in. diameter steel ball against the sample and measuring the indentation obtained between a minor load of 2 lb and an additional major load of 10 lb (12 lb total). The hardness is obtained by the relationship

$$\text{Hardness} = \frac{2.24}{y}$$

where  $y$  = the difference in indentation in inches.

## Appendix C

## Suggested Report Form

NFPA No. 251

TITLE PAGE

(Preferably Cover)

Laboratory \_\_\_\_\_  
 Project Number \_\_\_\_\_

NFPA No. 251 (Year)

## STANDARD FIRE ENDURANCE TEST

Fire Endurance Time \_\_\_\_\_  
 Construction \_\_\_\_\_  
 Date Tested \_\_\_\_\_  
 Sponsor \_\_\_\_\_  
 Material \_\_\_\_\_

(Identify if test is part of a research program)  
 (Add — Table of Contents)

**C.1. Description of Laboratory Test Facility.** Furnace, restraining frame, details of end conditions, including wedges, bearing, etc.

(a) If construction is to be tested under load indicate how the load is applied and controlled. (Give loading diagram.)

(b) If construction is to be tested as non-load bearing indicate whether frame is rigid or moves in test, or whether test is of temperature rise only.

**C.2. Description of all Materials.** Type, size, class, strength, densities, trade name, and any additional data necessary to define materials. The testing laboratory should indicate whether materials meet NFPA Standards by markings, or by statement of sponsor, or by physical or chemical test by the testing laboratory.

**C.3. Description of Test Assembly:**

(a) Give size of test specimen.

(b) Give details of structural design, including safety factors of all structural members in test assembly.

(c) Include plan, elevation, principal cross section, plus other sections as needed for clarity.

(d) Give details of attachment of test panel in frame

(e) Location of thermocouples, deflection points, and other items for test.

(f) Describe general ambient conditions at:

- (1) Time of construction,
- (2) During curing (time from construction to test), and
- (3) Time of test.

**C.4. Description of Test:**

(a) Report temperature at beginning and every 5 minutes. If charts are included in report, clearly indicate time and Fahrenheit temperature.

## Appendix D

Guide for Determining Conditions of Restraint  
for Floor and Roof Assemblies  
and for Individual Beams

D.1. The revisions adopted in 1970 have introduced for the first time in the history of the standard, the concept of fire endurance classifications based on two conditions of support: restrained and unrestrained. As a result, most specimens will be fire tested in such a manner as to derive these two classifications.

D.2. A restrained condition in fire tests, as used in this method, is one in which expansion at the supports of a load carrying element resulting from the effects of the fire is resisted by forces external to the element. An unrestrained condition is one in which the load carrying element is free to expand and rotate at its supports.

D.3. Some difficulty is recognized in determining the condition of restraint that may be anticipated at elevated temperatures in actual structures. Until a more satisfactory method is developed, this guide recommends that all construction be temporarily classified as either restrained or unrestrained. This classification will enable the architect, engineer or building official to correlate the fire endurance classification, based on conditions of restraint, with the construction type under consideration.

D.4. For the purpose of this guide, restraint in buildings is defined as follows: "Floor and roof assemblies and individual beams in buildings shall be considered restrained when the surrounding or supporting structure is capable of resisting substantial thermal expansion throughout the range of anticipated elevated temperatures. Construction not complying with this definition is assumed to be free to rotate and expand and shall therefore be considered as unrestrained."

D.5. This definition requires the exercise of engineering judgment to determine what constitutes restraint to "substantial thermal expansion." Restraint may be provided by the lateral stiffness of supports for floor and roof assemblies and intermediate beams forming part of the assembly. In order to develop restraint, connections must adequately transfer thermal thrusts to such supports. The rigidity of adjoining panels or structures should be considered in assessing the capability of a structure to resist thermal expansion. Continuity such as that occurring in beams acting continuously over more than two supports, will induce rotational restraint which will usually add to the fire resistance of structural members.

D.6. In the following table, only the common types of constructions are listed. Having these examples in mind as well as the philosophy expressed in the preamble, the user should be able to rationalize the less common types of construction.

D.7. The foregoing methods of establishing the presence or absence of restraint according to type and detail of construction is considered to be a temporary expedient, necessary to the initiation of dual fire endurance classifications. It is anticipated that methods for realistically predetermining the degree of restraint applicable to a particular fire endurance classification will be developed in the near future.

## APPENDIX D

## 251-31

TABLE III.  
CONSTRUCTION CLASSIFICATIONS RESTRAINED AND  
UNRESTRAINED

## I. Wall bearing:

Single span and simply supported end spans of multiple bays.

- (1) Open-web steel joists or steel beams supporting concrete slab, precast units, or metal decking
- (2) Concrete slabs, precast units, or metal decking

Interior spans of multiple bays:

- (1) Open-web steel joists, steel beams or metal decking, supporting continuous concrete slab
- (2) Open-web steel joists or steel beams, supporting precast units or metal decking
- (3) Cast-in-place concrete slab systems
- (4) Precast concrete where the potential thermal expansion is resisted by adjacent construction<sup>b</sup>

## II. Steel framing:

- (1) Steel beams welded, riveted, or bolted to the framing members
- (2) All types of cast-in-place floor and roof systems (such as beams-and-slabs, flat slabs, pan joists, and waffle slabs) where the floor or roof system is secured to the framing members
- (3) All types of prefabricated floor or roof systems where the structural members are secured to the framing members and the potential thermal expansion of the floor or roof system is resisted by the framing system or the adjoining floor or roof construction<sup>b</sup>

## III. Concrete framing:

- (1) Beams securely fastened to the framing members
- (2) All types of cast-in-place floor or roof systems (such as beam-and-slabs, flat slabs, pan joists, and waffle slabs) where the floor system is cast with the framing members
- (3) Interior and exterior spans of precast systems with cast-in-place joints resulting in restraint equivalent to that which would exist in condition III(1)
- (4) All types of prefabricated floor or roof systems where the structural members are secured to such systems and the potential thermal expansion of the floor or roof systems is resisted by the framing system or the adjoining floor or roof construction<sup>b</sup>

## IV. Wood construction:

All types

unrestrained	unrestrained
unrestrained	unrestrained
restrained	restrained
unrestrained	restrained
restrained	restrained
unrestrained	unrestrained

251-32 FIRE TESTS BLDG. CONSTRUCTION

Footnotes to Table III

<sup>a</sup>Floor and roof systems can be considered restrained when they are tied to walls with or without tie beams, the walls being designed and detailed to resist thermal thrust from the floor or roof system

<sup>b</sup>For example, resistance to potential thermal expansion is considered to be achieved when

- (1) Continuous structural concrete topping is used.
- (2) The space between the ends of precast units or between the ends of the units and the vertical face of supports is filled with concrete or mortar.
- (3) The space between the ends of precast units and the vertical faces of supports, or between the ends of solid or hollow core slab units does not exceed 0.25 per cent of the length for normal weight concrete members or 0.1 per cent of the length for structural lightweight concrete members

S K

**Method of Test of  
Surface Burning Characteristics of  
Building Materials**

**NFPA No. 255 — May 1972**

This standard was adopted by the National Fire Protection Association on May 17, 1972 on recommendation of the Committee on Fire Tests to supersede the standard adopted in 1969.

Changes from the 1969 edition included in this 1972 edition are: the additions of 1(b) and 1(d).

**Committee on Fire Tests**

*Jack A. Bone, Chairman*

**Underwriters' Laboratories, Inc.**, 333 Pfleiderer Rd., Northbrook, Ill. 60062

**M. S. Abrams**, Portland Cement Association

**Richard W. Blechner**, The Ohio State University

**Buell B. Button**, Building Officials & Code Administrators International, Inc.

**Richard G. Gewein**, American Iron & Steel Institute

**Dennis Lawson**, British Joint Fire Research Organization

**Gerald L. Mastman**, Nat'l Loss Control Service Corp.

**W. F. Maroni**, Factory Mutual Research Corp.

**E. K. Miller**, Factory Insurance Assn

**Henry Omron**, Mobile Homes Manufacturers Assn.

**Norman H. Pearce**, Underwriters' Laboratories of Canada

**Dr. A. F. Robertson**, National Bureau of Standards

**John Ed Ryan**, National Forest Products Assn.

**Louis Segal**, Fire Marshals Assn of North America

**Gordon W. Shurter**, National Research Council of Canada

**Lewis W. Vaughan**, Canadian Sheet Steel Building Institute

**G. M. Watson**, American Insurance Assn.

**Calvin M. Yull**, Southwest Research Institute

**Alternate**

**S. K. Goodwin**, Factory Insurance Assn (Alternate to E. K. Miller)

**Scope.** To develop standards for fire testing procedures when such standards are not available, review existing fire test standards and recommend appropriate action to NFPA, recommend the application of and advise on the interpretation of acceptable test standards for fire problems of concern to NFPA Technical Committees and members, act in a liaison capacity between NFPA and the committees of other organizations writing fire test standards

### History

The test procedure covered by this standard was originally developed by Underwriters' Laboratories, Inc., and a descriptive article thereon was published in the NFPA Quarterly for July, 1943. Subsequently the test method was considered by Committee E-5 of the American Society for Testing Materials and adopted by the ASTM as a tentative standard in 1950. Subsequent to NFPA action on this standard on recommendation of the Committee on Building Construction in 1953, a new NFPA Committee on Fire Tests was created to provide the machinery for NFPA action on fire test standards in cooperation with the American Society for Testing and Materials. At the 1955 Annual Meeting the Committee on Fire Tests by a divided vote recommended continuing tentative status but in view of the recommendation of the NFPA Committee on Building Construction and also of the NFPA Committee on Safety to Life which needed this standard for use in connection with interior finish requirements (see NFPA No. 101), the Standard was officially adopted in 1955 and revised editions in 1958, 1961, 1966, 1969 and 1972.

## METHOD OF TEST OF SURFACE BURNING CHARACTERISTICS OF BUILDING MATERIALS

NFPA No. 255 — May 1972

### 1. Scope

(a) This method of test of surface burning characteristics of building materials is applicable to any type of building material that, by its own structural qualities or by the manner in which it is applied, is capable of supporting itself in position or may be supported in the test furnace to a thickness comparable to its recommended use. The purpose is to determine the comparative burning characteristics of the material under test by evaluating the flame spread over its surface, when exposed to a test fire and to thus establish a basis on which surface burning characteristics of different materials may be compared without specific consideration of all end use parameters that might affect the surface burning characteristics.

(b) Fuel contributed and smoke density as well as the flame spread rate are recorded in this test. However, there is not necessarily a relationship among these three measurements.

(c) It is the intent of this method of test to register performance during the period of exposure, and not to determine suitability for use after the test exposure.

NOTE: Reference may be made to the Standard Methods of Fire Tests of Building Construction and Materials (NFPA No. 251) for procedures for determining the performance, under fire exposure conditions, of building constructions and materials when incorporated in a test structure and subjected to a standard exposing fire of controlled extent and severity.

(d) This method does not establish ratings of standards of performance for specific uses, as these depend upon service requirements.

### 2. Fire Test Chamber

(a) A fire test chamber supplied with gas fuel of uniform quality shall be employed for this test method.

(b) The fire test chamber, Figures 1 and 2, shall consist of a horizontal duct having an inside width of  $17\frac{1}{2}$  inches  $\pm \frac{1}{2}$  inch, a depth of 12 inches  $\pm \frac{1}{2}$  inch measured from the bottom of the test chamber to the ledge of the inner walls on which the specimen is supported, and a length of 25 feet. The sides and base of the duct shall be lined with insulating masonry as illustrated by Figure 2.

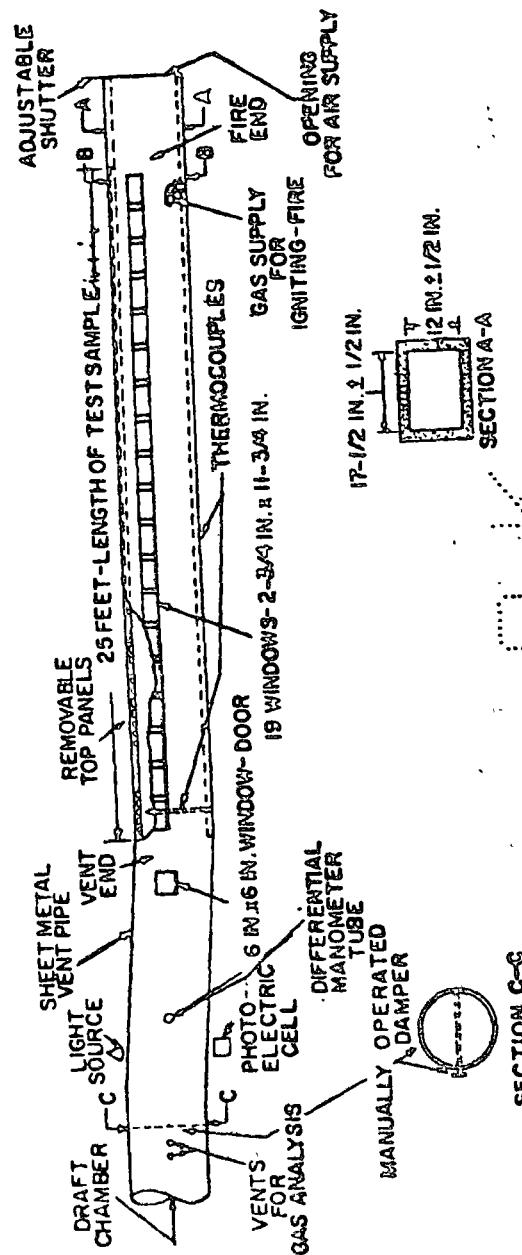


Figure 1. Details of test furnace.

One side shall be provided with draft-tight observation windows so that the entire length of the test sample may be observed from outside the fire test chamber.

(c) The top shall consist of a removable noncombustible structure insulated as shown in Figure 2, of a size necessary to cover completely the fire test chamber and to accommodate the test samples. The top shall be designed so that it can be sealed against the leakage of air into the fire test chamber during the test, and it shall be designed to permit the attachment of test samples when necessary.

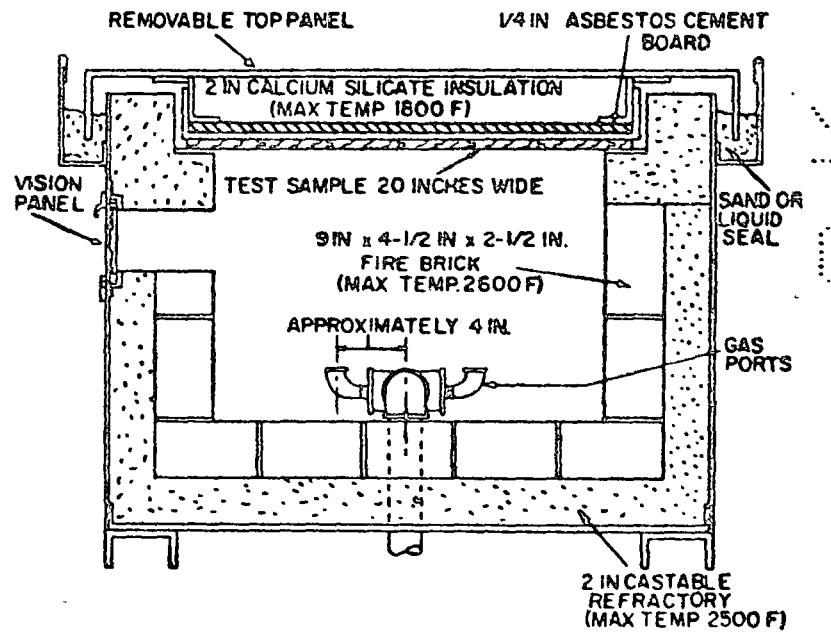


Figure 2. Cross section of furnace at BB of Figure 1.

(d) One end of the test chamber, designated as the "fire end," shall be provided with two gas burners delivering flames upward against the surface of the test sample. The burners shall be spaced 12 inches from the fire end of the sample, and  $7\frac{1}{2}$  inches  $\pm \frac{1}{2}$  inch below the under surface of the test sample. The burners shall be positioned transversely, approximately 4 inches on each side of the center line of the furnace so that the flame is evenly distributed over the cross section of the furnace. See Figure 2.

The controls used to assure constant flow of gas to the burners during period of use shall consist of a pressure regulator, a gas meter calibrated to read in increments of not more than 0.1 cubic feet, a manometer to indicate gas pressure in inches of water, a quick-acting gas shutoff valve, a gas metering valve, an orifice plate in combination with a water manometer to assist in maintaining uniform gas-flow conditions. An air intake fitted with a vertically sliding shutter extending the entire width of the test chamber shall be provided at the fire end. The shutter shall be positioned so as to provide an air inlet port 3 inches high measured from the floor level of the test chamber.

(e) The other end of the test chamber, designated as the "vent end," shall be fitted with a square-to-round transition piece, which is in turn fitted to a flue pipe 16 inches in diameter. The movement of air shall be by induced draft, and the draft-inducing system shall have a total draft capacity of at least 0.15-inch water column with the sample in place and the shutter at the fire end open the normal 3 inches, and the damper in the wide-open position. A draft gage to indicate static pressure shall be connected to the flue pipe upstream of the damper and photoelectric-cell opening, and at a point of minimum air turbulence.

(f) A light source shall be mounted on a horizontal section of the vent pipe at a point where it will be preceded by a straight run of pipe, and where it will not be affected by flame in the test chamber, and with the light beam directed downward along the vertical axis of the vent pipe. A photoelectric cell of which the output is directly proportional to the amount of light received shall be mounted under the light source and connected to an ammeter suitable for indicating changes in smoke density.

(g) A manually operated damper shall be installed in the vent pipe downstream of the smoke-indicating attachment.

(h) An automatic draft regulator may be mounted in the vent pipe downstream of the manual damper.

(i) A 16 or 18 AWG unprotected thermocouple shall be inserted through the floor of the test chamber so that the tip will be 1 inch from the exposed surface of the test

sample and within 1 foot of the vent end of the test sample at approximately the center of its width.

(j) A 16 or 18 AWG thermocouple embedded  $\frac{1}{8}$  inch below the floor surface of the test chamber shall be mounted 14 feet distant from the fire end of the test sample.

(k) The room in which the test chamber is located shall have provision for a free inflow of air during test, to insure that the room is maintained at atmospheric pressure during the entire test run.

### 3. Test Specimens

(a) The test specimen shall be at least 2 inches wider than the interior width of the tunnel and shall be the full length of the tunnel. It shall be truly representative of the material for which classification is desired. Properties adequate for identification of the materials or ingredients (or both) of which the test specimen is made shall be determined and recorded.

(b) The test specimen shall be conditioned to a constant weight at a temperature of  $70 \pm 5^{\circ}\text{F}$  and at a relative humidity of 35 to 40 per cent.

(c) The test specimen shall be attached to the underside of the removable top or placed on the test chamber.

### 4. Calibration of Test Equipment

(a) A  $\frac{1}{4}$ -inch asbestos-cement board shall be placed on the ledge of the furnace chamber, the removable top of the test chamber shall be placed in position, and all joints sealed against the infiltration of air.

(b) With the  $\frac{1}{4}$ -inch asbestos-cement board in position on top of the ledge of the furnace chamber, and with the removable top in place, the draft shall be established so as to produce an 0.15-inch water column reading on the draft manometer, with the fire end shutter open 3 inches and the manual damper in the wide-open position. Then, the fire-end shutter shall be closed and sealed. The manometer reading should increase to at least 0.25 inch, indicating that no excessive air leakage exists.

(c) The automatic draft regulator and the manual damper shall be adjusted to establish a draft reading of approximately 0.075-inch water. The required draft gage

reading shall be maintained throughout the test by regulating the manual damper. The air velocity at seven points, 1 foot from the vent end, shall be recorded. These points shall be determined by dividing the width of the tunnel into seven equal sections and recording the velocity at the geometrical center of each section. The average velocity shall be  $240 \pm 5$  feet per minute.

(d) The air supply shall be maintained at  $70 \pm 5^{\circ}\text{F}$ , and the relative humidity at between 35 and 40 per cent.

(e) The gas supply shall be initially adjusted at approximately 5,000 Btu per minute. The gas pressure, the pressure differential across the orifice plate, and the volume of gas used shall be recorded in each test.

(f) The test chamber shall be preheated for 10 minutes with the  $\frac{1}{4}$ -inch asbestos-cement board, and the removable top in place and with the fuel supply adjusted to the required flow. During the preheat test, the temperatures indicated by the thermocouple at the vent end of the test chamber shall be recorded at 30-second intervals and compared to the preheat temperature shown in the time-temperature curve, Figure 3. The preheating is for the purpose of establishing the conditions that will exist following successive tests and to indicate the control of the heat input into the test chamber. If appreciable variation from the temperatures shown in the representative preheat curve is observed, because of variation in the characteristics of the gas used, suitable adjustments in the fuel supply may be made prior to proceeding with the red-oak calibration tests.

(g) The furnace shall be allowed to cool after each test, and the next specimen shall not be placed in position and the test shall not be run until the floor thermocouple shows a temperature of  $105 \pm 5^{\circ}\text{F}$ .

(h) With the test equipment adjusted and conditioned as described in paragraphs (b), (c), (d) and (f), a test or series of tests shall be made, using select-grade red-oak flooring as the sample. Observations shall be made continually and the time recorded when the flame reaches the end of the specimen, that is,  $19\frac{1}{2}$  feet from the end of the ignition fire. The end of the ignition fire shall be considered as being  $4\frac{1}{2}$  feet from the burners. The flame shall reach the end point in  $5\frac{1}{2}$  minutes  $\pm 15$  seconds. (Note to observer:

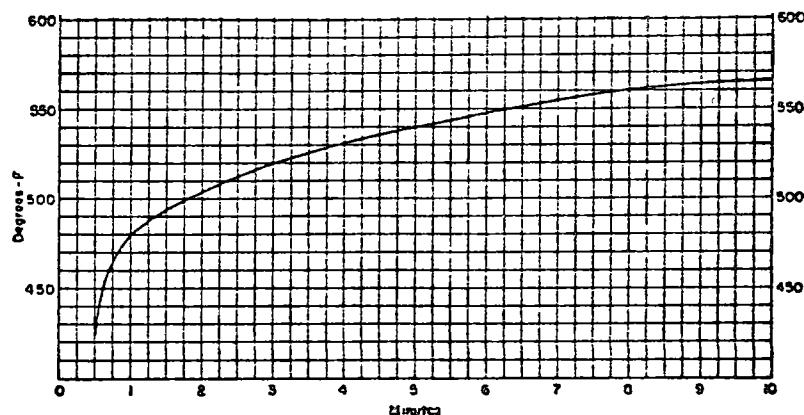


Figure 3. Preheat temperature.

The flame may be judged to have reached the end point when the vent-end thermocouple registers a temperature of  $980^{\circ}\text{F}$ ). The temperatures measured by the thermocouple near the vent end shall be recorded at least every 30 seconds. The photoelectric-cell output shall be recorded immediately prior to the test and at least every 15 seconds during the test.

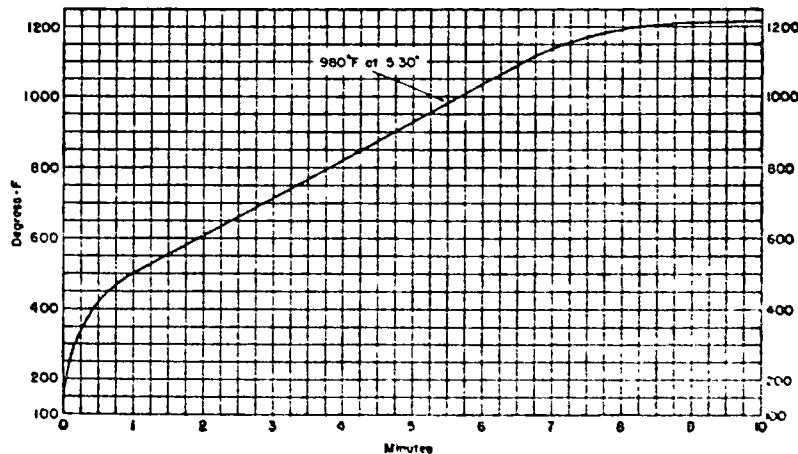


Figure 4. Fuel contributed, measured by temperature — red oak.

(i) The results of tests of select-grade red-oak flooring in which the flame spreads  $19\frac{1}{2}$  feet from the end of the igniting flame in  $5\frac{1}{2}$  minutes shall be considered as representing a classification of 100. The temperature and change in photoelectric-cell readings shall be plotted separately on suitable co-ordinate paper. Figures 4 and 5 are representative curves for red-oak fuel contribution and smoke, respectively.

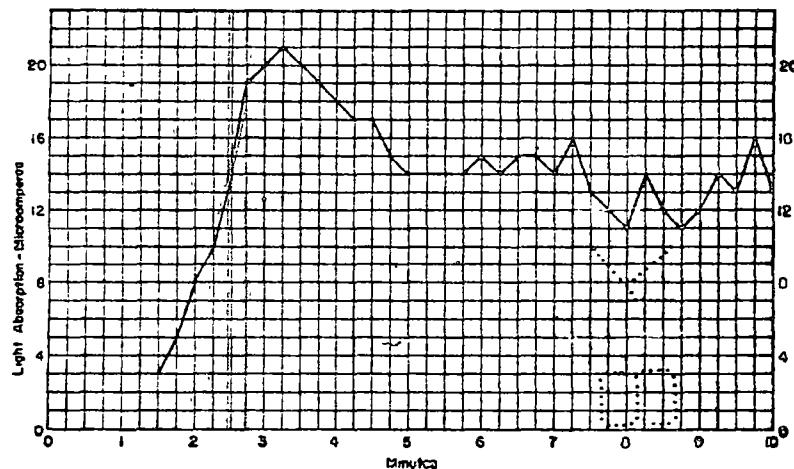


Figure 5. Smoke density — red oak.

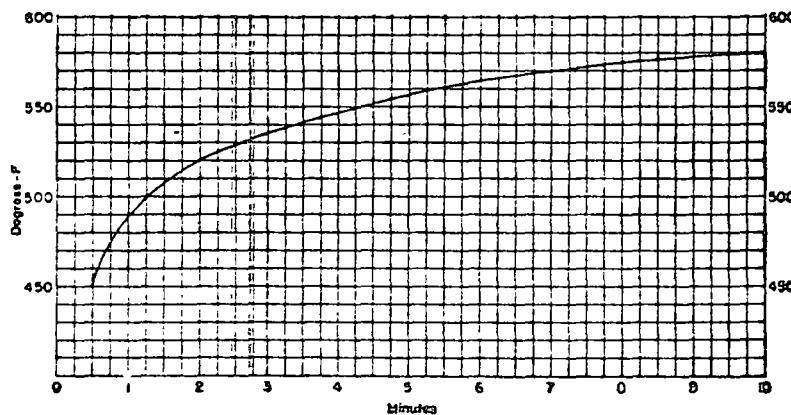


Figure 6. Fuel contributed, measured by temperature — asbestos-cement board.

(j) Following the calibration tests for red oak, a similar test or tests shall be conducted on samples of  $\frac{1}{4}$ -inch asbestos-cement board. The results shall be considered as representing a classification of zero. The temperature readings shall be plotted separately on suitable co-ordinate paper. Figure 6 is a representative fuel-contributed curve for asbestos-cement board.

### 5. Test Procedure

(a) The specimen and removable top shall be placed in position and all joints sealed against infiltration of air.

(b) The test equipment shall be adjusted and conditioned as described in paragraphs (b), (c), (d) and (g) of Section 4.

(c) The igniting flame shall be lighted and adjusted so that a test sample of select-grade red-oak flooring will spread flame  $19\frac{1}{2}$  feet from the end of the igniting fire in  $5\frac{1}{2}$  minutes  $\pm 15$  seconds. The test shall be continued for a 10-minute period unless the sample is completely consumed in the fire area before that time, in which case the test shall be ended after complete combustion occurs.

(d) The temperature measured by the thermocouple near the vent end shall be recorded at least every 30 seconds. The photoelectric-cell output shall be recorded immediately prior to the test and at least every 15 seconds during test.

(e) The gas pressure, the pressure differential across the orifice plate, and the volume of gas used shall be recorded in each test.

(f) When the test is ended, the gas supply shall be shut off, smoldering and other conditions within the test duct shall be observed, and the sample removed for further examination.

(g) The temperature and change in photoelectric-cell readings shall be plotted separately on the same co-ordinate paper as used in paragraph (i), Section 4 for use in determining the fuel-contributed and smoke-developed classifications as outlined in paragraphs (a) and (b) of Section 6.

### 6. Classification

The flame spread classification (FSC) shall be determined as follows:

(a) For materials on which the flame spreads  $19\frac{1}{2}$  feet;

(1) In  $5\frac{1}{2}$  minutes or less, the classification shall be 100 times  $5\frac{1}{2}$  minutes divided by the time in minutes (t) in which the flame spreads  $19\frac{1}{2}$  feet. (FSC=550/t).

(2) In more than  $5\frac{1}{2}$  minutes but not more than 10 minutes the classification shall be 100 times  $5\frac{1}{2}$  minutes divided by the time in minutes (t) that the flame spreads  $19\frac{1}{2}$  feet plus  $\frac{1}{2}$  the difference of 100 minus this result. (FSC=50+275/t).

(b) For materials on which the flame spreads less than  $19\frac{1}{2}$  feet and then ceases to continue or recedes in a 10-minute test period;

(1) When the extreme flame spread distance (d) is more than  $13\frac{1}{2}$  feet and less than  $19\frac{1}{2}$  feet, the classification shall be 100 times 5.5 minutes times the distance (d) divided by  $19\frac{1}{2}$  feet times 10 minutes; plus  $\frac{1}{2}$  the difference of 100 minus this result. (FSC=50+1.41d).

(2) When the extreme flame spread distance (d) is  $13\frac{1}{2}$  feet or less, the classification shall be 100 times the distance (d) divided by  $19\frac{1}{2}$  feet. (FSC=5.128d).

(c) The test results for fuel contributed and smoke shall be plotted, using the same co-ordinates, and comparison of the areas under the respective curves will establish a numerical classification by which the performance of the material may be compared with that of asbestos-cement board and select-grade red-oak flooring which have been arbitrarily established as zero and 100, respectively. Materials of zero flame-spread classification having highly insulating properties may show an apparent contribution of fuel due to the lessened heat loss through the sample.

NOTE: Allowance should be made for accumulation of soot and dust on the photoelectric cell during the test.

## 7. Analysis of Products of Combustion

Although not required as a part of this method, products of combustion may be drawn from the test duct during the progress of the test for chemical analysis to determine the degree of toxicity or other characteristics that might be of concern considering the intended use of the material undergoing test.

## 8. Report

- (a) Description of the material being tested,
- (b) Test results as calculated in 6. Classification,
- (c) Details of the method used in placing the specimen in the test chamber or in attaching it to the removable top, and
- (d) Observations of the burning characteristics of the specimen during test exposure, such as delamination, sagging, shrinkage, fall-out, etc.

## APPENDIX GUIDE TO MOUNTING METHODS

### A.1. Introduction

(a) This guide has been compiled as an aid in selecting a method for mounting various building materials in the fire test chamber. These mountings are suggested for test method uniformity and convenience; they are not meant to imply restriction in the specific details of field installation.

(b) For some building materials none of the methods described may be applicable. In such cases, other means of support may have to be devised.

(c) These suggested mounting methods are grouped according to building materials to be tested which are broadly described either by usage or by form of the material.

### A.2 Acoustical and Other Similar Panel Products Less Than 20 In.

(a) For acoustical materials and other similar panel products whose maximum dimension is less than 20 in., metal splines or wood furring strips and metal fasteners shall be used.

(b) Steel tee splines for mounting kerfed-acoustical tile shall be nominal  $\frac{1}{2}$ -in. web by  $\frac{3}{4}$ -in. flange, formed No. 24 MS gage sheet metal.

(c) Wood furring frames for mounting acoustical materials and other similar panel products less than 20 in. shall be nominal 1 by 2 in. wood furring joined with corrugated-metal fasteners. Use two frames as shown in Figure A1.

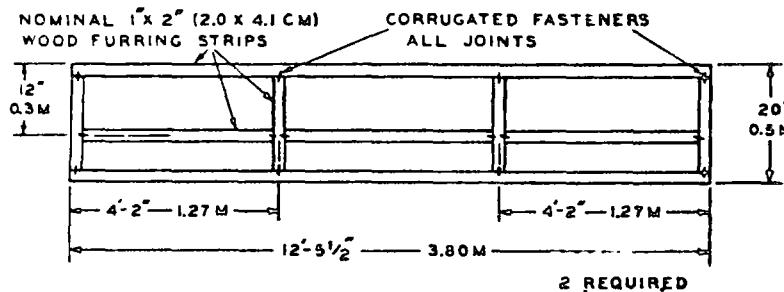


Figure A1 — Wood Frame for Acoustical Materials and Other Similar Panel Products Less Than 20 in.

#### A.3. Adhesives, Cementitious Mixtures, and Sprayed Fiber

(a) Adhesives, cementitious mixtures, and sprayed fibers are defined as factory prepared mixtures which may be dry and which may require only the addition of water in preparation for application.

(b) Such mixtures shall be mixed as specified in the manufacturer's instructions and shall be applied to  $\frac{1}{4}$ -in. thick asbestos-cement board in the thickness or at the coverage rate or density recommended by the manufacturer.

#### A.4. Batt or Blanket-Type Insulating Materials

(a) Batt or blanket materials which do not have sufficient rigidity or strength to support themselves shall be supported by metal rods not more than  $\frac{1}{4}$ -in. in diameter inserted through the material in such a way as to span the tunnel width and not be actually exposed to the flame.

#### A.5. Coating Materials

(a) Coating materials intended for application to wood surfaces shall be applied to a substrate made of surfaced tongue-and-groove Douglas fir lumber. The lumber may have a limited number of small imperfections that can

be easily covered with paint. Any knots shall be tight, limited in number, and shall be not more than 1 in. in diameter.

(b) The substrate shall be made with nominal 1 by 4 in. Douglas fir lumber by placing six pieces side by side secured with four nailing strips spaced approximately  $3\frac{1}{2}$  ft. apart holding the six pieces together. Use two decks. See Figure A2.

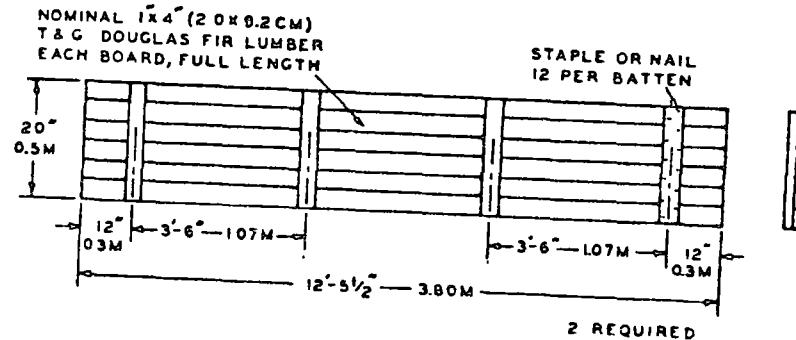


Figure A2 — Wood Deck for Coating Material

(c) Coating materials intended for application to particular combustible surfaces, but not wood, shall be applied to the specific surface for which they are intended.

(d) Coating materials intended only for field application to noncombustible surfaces shall be applied to  $\frac{1}{4}$ -in. asbestos-cement board.

(e) Coating materials shall be applied in the thickness or at the coverage rate and the number of coats recommended by the manufacturer.

#### A.6. Loose-Fill Insulation

(a) Loose-fill insulation shall be placed on galvanized-steel screening with approximate  $3/64$ -in. openings supported on a test frame 20 in. wide by 2 in. deep, made from 2 by 3 by  $3/16$ -in. steel angles. Three frames are required.

See Figure A3. The insulation shall be packed to the density specified by the manufacturer.

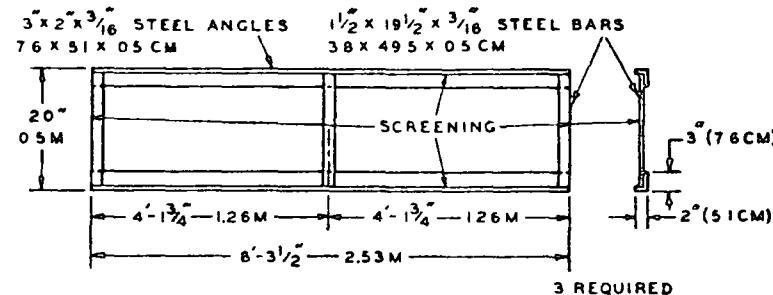


Figure A3 — Steel Frame for Loose Fill Materials.

#### A.7. Plastics

(a) The term plastics includes foams, reinforced panels, laminates, grids, and transparent or translucent sheets.

(b) When any plastic will remain in position in the tunnel during a fire test, no additional support will be required. Thermoplastic materials and other plastics which will not remain in place are to be supported by  $1/4$ -in. round-metal rods, or  $3/16$  by 2 in. galvanized hexagonal wire-mesh supported with metal bars or rods spanning the width of the tunnel.

#### A.8. Thin Membranes

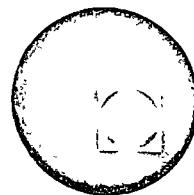
(a) Single-layer membranes of thin laminates consisting of a limited number of similar or dissimilar layers shall be supported by 2 in. galvanized hexagonal wire-mesh placed on  $3/16$  by 2 in. steel bars or  $1/4$ -in. round bars, spanning the width of the tunnel.

#### A.9. Wall Coverings

(a) Wall coverings of various types shall be mounted to  $1/4$ -in. asbestos-cement board with the adhesive specified by the manufacturer in a manner consistent with field practice.



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



## EVALUACION Y REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES

### DEGRADACION DEL CONCRETO

DR. RODRIGUEZ CUEVAS.

## DEGRADACION DEL CONCRETO

por Neftalí Rodríguez Cuevas<sup>1</sup>

### 1. Introducción.

En la etapa actual de construcciones que se observa en el país, particularmente en el área de proyectos hidroeléctricos y marítimos, así como de conducción de agua y productos, mediante tuberías y canales, la construcción de estructuras de concreto ha sido cada vez más intensa, apareciendo, al mismo tiempo, problemas técnicos en la construcción, producto del empleo del concreto en casos de muy variada índole, que han sido estudiado y resueltos, para garantizar el uso eficaz del concreto en las condiciones más desfavorables. Uno de esos problemas, de magnitud un tanto reducida en nuestro país, es la tendencia del concreto a ser prematuramente dañado por la acción de agentes físicos y químicos, provocada en ocasiones, por las reacciones entre los materiales y el medio ambiente, mientras que en algunos otros casos, resulta inducido por las especificaciones y el proceso constructivo seguido, durante la creación de la estructura en la cual se empleó concreto.

Este problema, estudiado con ahínco en diversos países, durante los pasados ochenta años, presenta facetas muy diversas, que han generado opiniones contradictorias en casos similares, y sólo la observación cuidadosa de las manifestaciones del problema en sus diversos variantes, tanto en el campo como en el laboratorio, permitirá aclarar los puntos oscuros existentes en ese campo. Esta conferencia se limitará a describir cuidadosamente, las diversas manifestaciones que se presentan en las construcciones de concreto, así como las soluciones adoptadas para reducir el ataque agresivo del medio ambiente.

---

<sup>1</sup> Profesor titular de Medio Tiempo de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, Investigador en el Instituto de Ingeniería.

Para aclarar convenientemente los aspectos fundamentales del problema, para posteriormente correlacionarlos con las medidas usadas en la práctica, para su preventión de degradación, se procederá en primer lugar a recordar algunos de los puntos importantes de la composición, estructura microscópica y usos del concreto.

## 2. Concreto

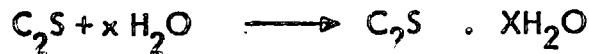
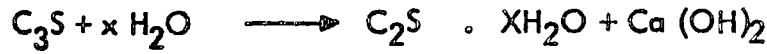
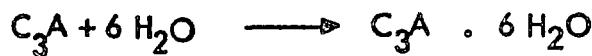
Es bien sabido que el concreto, uno de los materiales más ampliamente usados en las construcciones de Ingeniería, se hace mezclando, en las proporciones adecuadas, agregados minerales cristalinos inertes, con agua y cemento para formar así una masa trabajable. Después de que se ha agregado el agua a la mezcla de cemento y agregados, al cabo de un tiempo variable, se engendran reacciones químicas exotérmicas, que permiten engendrar adherencia entre los agregados y una matriz de pasta de cemento endurecida, que mantiene a los materiales inertes unidos entre sí, transformándose en un material duro y resistente cuyas características mecánicas pueden ser controladas. Para entender la formación de la pasta silícica cementante es necesario recordar algunas de las reacciones del cemento.

El cemento Portland Tipo I, generalmente contiene los compuestos enlistados en la siguiente tabla:

Silicato tricálcico	$C_3S$	46% en peso.
Silicato dicálcico	$C_2S$	28% en peso.
Aluminato tricálcico	$C_3A$	11% en peso.
Aluminoferrita tetracálcica	$C_4AF$	3% en peso.
Yeso	$CaSO_4$	3% en peso.
Magnesia	$MgO$	3% en peso.
Oxido de calcio	$CaO$	0.5% en peso.
Oxido de sodio y potasio		0.5% en peso.

en donde, se ha usado, con el fin de reducir a las expresiones o las fórmulas químicas a su mínimo, la notación usual entre las personas dedicadas a la química del cemento.

El endurecimiento de la mezcla agua-cemento Portland es el producto de la disolución y subsecuente hidratación de las fases del cemento. El curso del endurecimiento se ve más claro en las siguientes reacciones de hidratación:



Para aclarar convenientemente los aspectos fundamentales del problema, para su prevención de degradación, se procederá en primer lugar a recordar algunos de los puntos importantes de la composición, estructura microscópica y usos del concreto.

El fraguado inicial de cemento es debido a la hidratación del  $C_3A$  para formar cristales hidratados, los cuales cubren las partículas de silicato e inhiben su hidratación posterior. Este proceso va acompañado por la generación de grandes cantidades de calor, las cuales pueden conducir a agrietamiento térmico.

En grandes estructuras, por ejemplo, en la cortina de la presa Hoover, cemento de bajo contenido de  $C_3A$  fue usado para reducir el calor de hidratación. La velocidad de hidratación del  $C_3A$  puede ser retardada por la adición de yeso para formar un sulfato-aluminato de calcio insoluble. El cemento se endurece por la hidratación progresiva del  $C_2S$  y  $C_3S$  y requiere días para adquirir una resistencia aceptable. El endurecimiento realmente continúa durante años, y se piensa que sea debido a la lenta formación del gel "tobermorita", un material coloidal en el cual los silicatos de calcio forman una fase amorfá, con cristales de la forma mostrada en la figura 1. En el cemento, la tobermorita en hojas tiende a enrollarse para formar fibras huecas, como se muestra en la fig. 2

TABLA I COMPARATIVA DE PROPIEDADES  
DE DIVERSOS TIPOS DE CEMENTOS

TIPO DE CEMENTO	Velocidad de desarrollo de resistencia	Velocidad de generación de calor	Resistencia al agrietamiento por contracción	Resistencia inherente al ataque químico		
				Sulfatos	Acidos débiles	Aguas puras.
Cementos Portland:						
Tipo I. - Ordinario	Media	Media	Media	Baja	Baja	Baja
Tipo III. - Fraguado rápido	Alta	Alta	Baja	Baja	Baja	Baja
Tipo IV. - Bajo calor	Baja	Baja	Alta	Media	Baja	Baja
Tipo V. - Resistente a los sulfatos	Media	Baja a media	Media	Alta	Baja	Baja
Cementos Portland con escoria:						
1. Portland con escoria alto horno	Media	Media	Media	Media	Media	Media
2. Supersulfato	Media	Muy baja		Alta	Muy alta	Baja
Cemento con alto contenido de alúmina	Muy alta	Muy alta	Baja	Muy alta	Alta	Alta
Productos puzzolánicos	Baja	Baja a media	Alta	Alta	Media	Media

Estudios llevados a cabo para entender el endurecimiento del cemento han indicado que el  $C_3S$  requiere de 30 días para alcanzar 70% de su resistencia última. La hidratación del  $C_3S$  procede tan lentamente que sólo alcanza las dos terceras partes de su resistencia última en 6 meses. El fraguado puede ser acelerado mediante el uso de cemento más fino, y por elevación de la temperatura, (el cemento fragua en la tercera parte del tiempo requerido para fraguar a 5°C cuando se cuela a 38°C), así como mediante el control de su composición y el uso de aditivos. Cuando se determina la composición de un cemento, las cantidades de calcio libre y óxido de magnesio deben ser minimizadas, ya que ambos sufren grandes expansiones volumétricas cuando se hidratan. Esto puede provocar agrietamiento y desintegración del cemento endurecido. Así, una buena selección del cemento ayudará a evitar la generación de corrosión en el concreto. En la tabla 1, se consignan algunas de las características de los principales cementos usados en la construcción.

En la preparación del concreto, es importante usar agregados minerales cuidadosamente medidos. Con una distribución adecuada del tamaño de la arena, (ver tabla II) grandes densidades pueden ser obtenidas, lo cual resulta deseable, ya que los agregados inertes son menos costosos y más resistentes que el cemento Portland.

Tabla II

Tamaño de la malla	3/8	No 4	No 16	No 50	No 100
Por ciento en peso					
que pasa la malla	100	95-100	45-80	5-30	0-8

El agua se agrega al concreto para producir los hidratos y para lubricar el agregado y hacer la mezcla más trabajable. Sin embargo, podría producirse porosidad en el concreto, tanto por la presencia de aire incluido como por exceso de agua.

Si la relación agua-cemento es muy baja, el aire incluido no puede ser fácilmente removido, y la porosidad resultante disminuye la resistencia.

Si la relación agua-cemento es demasiado alta, la porosidad resultante de la evaporación eventual del exceso de agua, también afecta la resistencia notablemente, de manera adversa. Así como se muestra en la Fig. 2, existen valores intermedios de la relación agua-cemento, las cuales producen resistencias óptimas producidas por diferentes

En el concreto con contenido óptimo de el agua-cemento, existe porosidad apreciable después del endurecimiento, y su existencia es una de las causas de falla que interesan desde el punto de vista de degradación del concreto así, en ocasiones el agua del ambiente es absorbida en los poros, y cuando la temperatura es inferior a la de solidificación, la expansión resultante de la transición de agua a hielo causa el agrietamiento. Cuando se presenta el deshielo, el volumen mayor de vacíos causada por el agrietamiento, hace posible la mayor absorción de agua por el concreto. Si el proceso se repite varias veces, el agrietamiento será mayor y aún podría llegar a presentarse la desintegración del concreto.

La estructura cerámica puede ser reforzada de tal manera que soporte una carga de tensión mayor; ésto puede ser logrado introduciendo capas bajo esfuerzos residuales de compresión, o por la adición de otros materiales, que sean más resistentes que el material cerámico y que sirva así para evitar la falla frágil, como epoxies, fibras de plástico o bien refuerzo metálico.

El concreto reforzado generalmente se logra colando concreto en armaduras metálicas. Las varillas son usualmente colocadas en aquellas regiones del concreto que deban soportar cargas de tensión. Si la estructura final debe soportar flexión, se diseña de tal manera que el concreto soporta la carga de compresión y las barra metálicas soporten la carga de tensión. Las barras de acero tienen una superficies muy rugosa, para lograr que el concreto, al fragar, forme una buena adherencia mecánica entre ellos. Estas superficies rugosas también permiten evitar el agrietamiento subsecuente, y mantener al material agrietado en su lugar, (ver figs. 3, 4 y 5).

7

El concreto puede también ser pre-esforzado, para evitar al máximo la fisuración, de modo que pueda soportar esfuerzo de tensión, colocando varillas de aceros especiales de alta resistencia a tensión, y colocando concreto sobre ellos. Después de que el concreto ha fraguado y endurecido, la tensión del alambre se quita de la barra, estableciéndose así compresiones residuales, siempre mayores que las tensiones que se presentarán cuando la pieza trabaje.

Por el proceso de generación del concreto, mediante la hidratación de silicatos, se engendran efectos siempre importantes tendientes a provocar la fisuración del concreto. Así, los procesos de deshidratación de la mezcla, aunados a los procesos térmicos y químicos presentes en el endurecimiento del concreto, tienden a crear contracciones de fraguado que adquieran magnitudes apreciables, una vez que el agua retenida en el concreto ha sido reducida a niveles próximos al 45% del volumen de la fase pasta de cemento, comparada con el volumen de las condiciones originales. Esta contracción tiende a provocar deformaciones unitarias apreciables en la pasta de cemento, que en algunos casos provocan la aparición de agrietamiento en el concreto. Además inducen procesos inelásticos dentro del concreto, los cuales a su vez generan deformaciones unitarias crecientes, que provocarán a la larga, agrietamiento adicional del concreto, y en algunos casos, la desintegración total de la masa de concreto.

Así, si se toma como ejemplo el resultado de mediciones llevadas a cabo en la cortina de una presa (Fig. 6); considerando que las deformaciones unitarias de ruptura son del orden de  $10 \times 10^{-5}$  a  $40 \times 10^{-5}$ , resulta evidente la tendencia a fisuración, provocada por contracción de fraguado, sobre todo en las regiones cercanas a las superficies en contacto con la atmósfera.

Si a ésto se suma el efecto de temperaturas diferenciales dentro del concreto (Fig. 7), y la distribución extraordinariamente compleja de deformaciones unitarias dentro de la cortina, resulta evidente que existen fenómenos en el concreto que tienden a generar un material heterogéneo, fácilmente atacable por agentes corrosivos que pueden afectar la durabilidad del concreto, tendiendo a provocar su disgregación.

### 3. Mecanismos de degradación del concreto.

Diversos mecanismos han sido observados en la destrucción lenta de la estructura microscópica del concreto, que pueden ser clasificados de la siguiente manera:

1o.- Degradación tipol. Abarca todos los procesos de degradación que aparecen en el concreto bajo la acción de agua, con dureza temporalmente baja, cuando la fase del gel silílico es disuelto y transportada por el flujo capilar de agua dentro del concreto. Estos procesos se desarrollan con intensidad notable, cuando se presentan filtraciones a través de todo el volumen de concreto.

Aquellas sales en el agua que no reaccionan con los compuestos hidratados del gel silílico tienden a incrementar la resistencia iónica de la solución, y la solubilidad de la matriz cementante del concreto, intensificando así, y haciendo más rápida, la generación de procesos de corrosión química.

2o- El segundo tipo cubre todos los procesos que se desarrollan en el concreto, bajo la acción de agua conteniendo agentes químicos que reaccionan con los componentes básicos del block de cemento. Los productos de la reacción son fácilmente disueltos y removidos por el agua, o son separados en una masa inerte amorfa. Esta clase incluye, por ejemplo, procesos que ocurren durante la acción de ácidos, sales de magnesio, etc.

3o- La tercera clase, incluye todos los procesos de degradación en los cuales, sales de baja solubilidad penetran en los poros capilares, grietas, fisuras, o vacíos de la

masa de concreto. La cristalización de éstas sales da lugar a concentraciones considerables de esfuerzos en las fronteras, que tienden a romper la unidad estructural del concreto; dentro de ésta clase pueden colocarse los procesos de degradación causadas por los sulfatos de sodio, los cuales provocan la generación de cristales de aluminato de calcio yeso, que conducen a la destrucción del concreto, así como la formación de cristales de hielo durante las heladas y los procesos de oxidación del acero de refuerzo.

4o- En éste tipo se incluyen los procesos de degradación resultantes de agentes físicos, los cuales, por la acción repetida de altas velocidades de partículas de limo en suspensión, tienden a provocar efectos destructivos en las superficies del concreto, por acción puramente mecánica, como se presenta por efecto del agua en delantales de vertedores, o por la presencia de limo en corrientes de aire, o por fricción en la superficie de pavimentos.

En condiciones normales, la degradación aparece como una superposición de los tipos antes mencionados, en los cuales uno de ellos prevalece, siendo siempre posible seguir la influencia de los tipos secundarios en cada caso particular de degradación.

Para cada tipo de degradación se ha buscado establecer leyes generales, y consecuentemente métodos generales de prevenir la corrosión destructiva del concreto, los cuales a su vez, conducen a procedimientos prácticos para evitar su degradación, que serán mencionados más adelante.

#### 4. Degradoación tipo I.

Este tipo de degradación, causada por la disolución y arrastre fuera de los agregados, de la pasta de cemento, se presenta principalmente en la superficie límite entre la pasta de cemento, y se desarrolla significativamente solamente si el medio acuoso exterior tiene una alta capacidad de solución de la cal libre del cemento fraguado y, particular-

mente, si la superficie límite es grande y el movimiento del agua es intensa. Estos fenómenos ocurren principalmente cuando se presenta flujo de agua a través de concreto de baja densidad.

Este tipo de degradación, se presenta sobre todo en pantallas impermeabilizantes bajo estructuras hidráulicas, formadas por la inyección de lechada de cemento a presión en perforaciones especialmente barrenadas, que tienen por objeto impermeabilizar rocas agrietadas o fragmentadas.

Puesto que la lechada de cemento es de fraguado lento, y existe la tendencia de separación y flujo de agua, por la presión inyectada, se presenta una tendencia grande a "sangrado". Además, puesto que se usan con frecuencia morteros demasiado fluidos para la formación de la pantalla, especialmente cuando se trata de llenar grietas delgadas, se forma una pasta de cemento altamente porosa que es fácil de degradar cuando, al llenarse el vaso, se establece un flujo bajo la cortina. Afortunadamente hidróxido de calcio resultante de la hidratación del silicato tricálcico, tiende a separarse de la pasta supersaturada, como un precipitado de cristales muy pequeños, los cuales tienden a formar una masa coloidal, la que al cristalizar da lugar a formaciones microscópicas. Consecuentemente, la velocidad de solución de la cal es muy grande en la etapa inicial del endurecimiento del concreto, siendo el arrastre grande, mientras que el último proceso tiende a disminuir este efecto.

Con el fin de dar una idea cuantitativa, se describen a continuación las pruebas llevadas a cabo por A. N. Adamovich, en las cuales, mediante el empleo de un equipo especial, se logró la simulación más próxima a la realidad, de las condiciones bajo las cuales, la pasta de cemento es formada en el proceso de inyección de suelos fisurados. Por medio de este equipo, la mezcla cementante fue inyectada en el barreno, a una

del concreto cuando ocurren procesos de degradación del tipo I, es buscar que el concreto sea lo suficientemente denso, como para evitar la posibilidad de flujo del agua a través de su volumen.

### 5. Degradación Tipo II.

Cuando el concreto está sometido a la acción de medios altamente agresivos, como pueden ser medio ácidos, o soluciones de sales de magnesio, se desarrollan procesos destructivos, aun en el caso de concretos densos. Por tanto la regla general de incrementar la densidad e impermeabilidad del concreto, no asegura su resistencia a éste tipo de degradación.

— Así, en el caso de concreto sumergido en agua natural, que frecuentemente contiene sulfatos, cloruros, y ácido carbónico, existe la tendencia a éste tipo de degradación, debida principalmente a la descomposición del aluminato de calcio, por la presencia del sulfato de magnesio, o bien cuando la acción del ácido carbónico, engendran procesos en los cuales, el cemento pierde su hidróxido de calcio, y el agua su ácido carbónico, para dar lugar a la formación de carbonato de calcio. Con una disolución creciente de hidróxido de calcio, se presenta una descomposición de carbonato de calcio en fase sólida, presentándose así efloraciones blancas en el concreto. Este proceso no es, en términos generales, dañino, ya que tiende a incrementar la densidad del concreto, cuando se presentan suficiente cantidad de carbonato de calcio, reduciendo por completo la posibilidad de filtración.

Conviene mencionar finalmente un efecto corrosivo, asociable al tipo II de degradación, notado principalmente en cortinas de presas en las cuales, bajo condiciones que más adelante se mencionan, existe la tendencia a destrucción del concreto, debido a la precipitación de un gel coloidal de color blanco, que tiende a agrietar excesivamente el

presión de 0.6 atm., pasando de ahí a una grieta de 3mm. de ancho, formada entre dos losas de concreto, paralelas entre sí, y conteniendo 5 perforaciones. La pasta de cemento formada en esas perforaciones fue posteriormente llevada a un dispositivo filtrante.

Los resultados mostraron que las pastas obtenidas de una mezcla cementante, con una relación agua-cemento de 0.7 y 1.0, tenían una porosidad que variaba de 25 a 27%; pruebas llevadas a cabo a los 28, 60 y 90 días, bajo una presión de 6 atmósferas, no mostraron ninguna tendencia a filtración. Sin embargo, bajo presiones entre 12 y 16 atmósferas, empezó a presentarse filtración y degradación de la pasta. Al mismo tiempo fueron probadas pastas resultantes de relaciones agua-cemento iguales a 3 y 7, con porosidades comprendidas entre 33 y 35%. Pruebas de filtración mostraron la existencia de flujo, aún a presiones tan bajas, como 0.5 atm.

Se tomaron muestras de agua filtrada, y se determinó la cantidad de cal arrastrada, encontrándose los resultados mostrados en las Figs. 8.a y 8.b.

De lo anterior, puede decirse que, en el caso de pantallas de impermeabilización, con grandes cargas hidráulicas, para asegurar la durabilidad de la estructura, el mortero que se inyecta debe ser hecho de cemento de alta calidad, con la concentración más alta posible de concreto, permitida tanto por la naturaleza de las grietas, como por razones de tipo económico.

En el caso de concretos densos, a través de los cuales no puede presentarse filtración de agua, particularmente en concretos hechos de cemento puzzolánicos, mezclados con cemento Portland, la degradación de éste tipo está casi siempre ausente, puesto que la rapidez de su desarrollo depende de la velocidad de difusión del hidróxido de calcio a lo largo de la superficie de la estructura en contacto con el agua. Por lo tanto, el paso básico que debe ser tomado, no solamente con el fin de disminuir la intensidad del desarrollo de la degradación, sino que también para prevenir completamente la destrucción

paramento aguas abajo de la cortina, producto de reacción entre los agregados y la pasta de cemento.

En el año de 1940, se descubrió que en la cortina de la presa Parker, se había producido grietas que se extendían hasta 15cm. dentro del concreto, siguiendo una distribución medianamente uniforme. Al investigar la causa de éste agrietamiento, se llegó a la conclusión de que el proceso de desintegración era debido a la formación de hidróxido de magnesio, el cual tiende a precipitarse en un gel amorfó en los poros del concreto, cuyo volumen tiende a aumentar y produce, por tanto, una dilatación perjudicial al concreto.

Para que éste proceso de desintegración se presente en el concreto, es necesario la presencia simultánea de las tres condiciones siguientes:

1o- Los agregados del concreto deben contener cantidades significativas de materiales que contengan compuestos de sílice, en alguna de las formas menos estables de éste óxido, como son el ópalo, la calcedonia, la tridimita, la cristobalita, así como de rocas volcánicas ácidas, tales como la riolita o la andesita.

2o- El cemento debe contener, o el concreto debe haber adquirido de alguna otra fuente, una cantidad significativa de alcalis, en porciones mayores a 0.6%.

3o- El concreto debe estar sujeto a condiciones húmedas.

Cuando se presentan las tres condiciones, la reacción álcali tiende a difundirse dentro del concreto, siendo más rápida cuando existe potasio, después en el sodio y es muy lenta en el litio, lo que dió lugar a que Mc. Coy y Caldwell propusiesen el uso de litio como inhibidor de este tipo de corrosión.

#### 6. Degradación tipo III

Este tipo de degradación, debido principalmente a la formación de cristales dentro de los vacíos que existen en la estructura de concreto, cuyo volumen tiende ha

ser mayor que la del líquido que conduce a las sales al interior del concreto, es tal vez el tipo de degradación más frecuente provocado por la naturaleza en las estructuras civiles, y pueden mencionarse los siguientes casos importantes:

a) Degradación provocada por heladas.

b) Corrosión del refuerzo del concreto.

En el primer caso, el mecanismo de degradación que se presenta al existir heladas y deshielo, puede ser descrito por el siguiente proceso:

Cuando un material, que no se encuentra completamente saturado, como es el concreto, se expone a la acción de cambios de temperatura que tienden a provocar la formación de hielo, la temperatura provocará un movimiento del agua, desde los poros en zona caliente, hacia la zona superficial fría. Como consecuencia, la saturación de las zonas más frías aumentará, llegando en algunas ocasiones, hasta saturaciones de orden de 100%. Cuando el agua se hiela en los poros del concreto, aumenta su volumen en aproximadamente en 10%, lo cual provoca cambios volumétricos importantes, que tienden a agrietar la pasta de cemento.

Este mecanismo ha sido estudiado en diversos laboratorios, y a continuación se revisan algunas de las experiencias llevadas a cabo para estudiar el efecto de las heladas en diversos concretos.

Las pruebas se iniciaron con la elaboración de cubos de concreto de 20 cm. por lado, formados por diversos tipos de cemento, pero manteniendo siempre los mismos agregados inertes. Los cubos fueron probados en su resistencia a las heladas, a edades de 7, 28, 90 y 300 días de endurecimiento normal. Las pruebas se continuaron, buscando la destrucción total de las muestras, siendo los resultados resumidos en las figuras 9.a, 9.b.

Como puede verse en ellas, las probetas hechas con mezclas puzzolánicas, ensa-

yadas después de los 28 días, se desintegraron completamente a los 400 ciclos, notándose una tendencia rápidamente creciente hacia la destrucción, después de los primeros 200 ciclos.

Esta tendencia tiende a disminuir al dejar que transcurra un tiempo mayor de endurecimiento antes de iniciar la prueba, y se aumenta notablemente cuando las pruebas se inician a edad más temprana.

El cemento Portland, aunque presentó la misma tendencia, mostró sin embargo un mayor número de ciclos en condiciones aceptables, y en ninguno de los casos estudiados se presentó la desintegración total de la muestra.

Lo anterior muestra claramente, que la edad del concreto, y la calidad del cemento, son importantes en la resistencia del concreto a las heladas. También ha sido probado que, mientras más cristalinos sean los agregados usados en la elaboración del concreto, se presenta una mayor durabilidad en el concreto.

La sulfatación del concreto por la presencia de sulfato de magnesio, tiene un alcance destructivo mucho mayor, ya que descompone los silicatos de calcio hidratados, así como con los aluminatos y el hidróxido de calcio presentes en la pasta cementante del concreto. Además precipitación de hidróxido de magnesio en forma coloidal tiende a provocar la separación del concreto.

Por último, puede mencionarse, dentro del tipo de degradación III el caso de estructuras construidas a la orilla del mar, que rara vez son tacadas por el agua marina, pero que están expuestas a un ambiente de alta humedad, provocando la corrosión del refuerzo de las estructuras.

La velocidad de corrosión del refuerzo del concreto en contacto con ambientes húmedos, depende de la velocidad de depolarización catódica. Esta se inhibe por la alta

concentración de iones hidróxido en la solución en la superficie del metal. El agua que llena los poros del concreto sano, normal y denso, está saturado por los productos de la hidrólisis del clinker, siendo la concentración del ph lo suficientemente alta (no menor a 10, 12), como para prevenir la corrosión del metal. Se entiende, por supuesto, que el refuerzo está cubierto por una capa de concreto que no se encuentra en contacto directo con el aire. Sin embargo, como resultado de la carbonatación de las capas superficiales del concreto, el valor del ph tiende a disminuir, y cuando alcanza valores próximos o inferiores a 9, se inicia la corrosión del refuerzo, cuando el recubrimiento es insuficiente para prevenir la penetración del aire, o cuando ha sido agrietado por efectos mecánicos.

La gran cantidad de óxido de hierro que se engendra por la corrosión de refuerzo, provoca, por su gran volumen, la ruptura del recubrimiento, y como consecuencia, la corrosión acelerada y la destrucción del refuerzo. La experiencia de B. M. Moskvin indica que la corrosión del refuerzo se desarrolla con particular intensidad, bajo condiciones de alta humedad relativa (cerca de 80%). En tales condiciones, la cantidad de humedad en el concreto es suficiente para corroer el metal. Bajo condiciones de muy baja humedad relativa, (inferior al 50%) se inhibe la corrosión de barra de refuerzo, como resultado de la baja carbonatación. Así, con un recubrimiento adecuado, en un concreto normalmente denso, el refuerzo no será atacado, si la carbonatación no alcanza las regiones donde se encuentra el refuerzo.

## 7. Degradoación tipo IV.

Aunque debe ser considerada más bien como un proceso de abrasión, a éste tipo de degradación se atribuye normalmente a la acción mecánica de corte, provocada por las partículas sólidas arrastradas en suspensión por el agua, y evidentemente puede

llegar a ser un problema en tubos o estructuras para conducción de agua o líquidos, que contengan materiales en suspensión, cuando se presentan velocidades superiores a 3 m/seg., y el contenido de material sólida en suspensión sea alto (del orden de 50 grs/litro).

La erosión mecánica del concreto no es menos peligrosa que la corrosión química, sino que en ciertas ocasiones es de mayor peligro, ya que tiende a producir una deterioración prematura de la estructura. La acción erosiva y abrasiva de grandes partículas en suspensión, que normalmente ocurre en condiciones de servicio, es difícil de estimar, debido a la dificultad de simular su acción en un laboratorio.

Casos frecuentes son conocidos de destrucción de superficies de concreto, bajo la acción de factores mecánicos en medio líquido, causados en algunos casos por la sola velocidad de las partículas en suspensión, o bien por socavación inducida por la cavitación provocada por vórtices que se presentan en las caras inferiores de canales de conducción de agua. Han existido casos en los cuales la acción del agua socava capas de concreto de hasta 2 mts. de espesor en vertedores de demasiás, en períodos de 8 a 10 años de servicios.

En otras ocasiones, los delantales de cortinas derivadoras han sido dañadas por la acción abrasiva del río, durante las crecientes, cuando se presentan contenidos de partículas en suspensión en orden de 50 grs/litro, con velocidades próximas a los 7 m/seg.

#### 8. Degradación provocada por el agua de mar

En estructuras marinas en puertos, en ocasiones se observa la deterioración del concreto en la zona del nivel fluctuante del agua marina, sobre todo cuando se presentan inviernos severos. Se revisarán éstos casos como un ejemplo de la combinación de los tipos de corrosión que antes se mencionaron.

Es posible distinguir, en éste tipo de estructuras, la presencia de 4 zonas notables de la estructura, que son:

- a) Zona de concreto permanentemente sumergido.
- b) Zona de nivel variable del agua, donde el concreto es periódicamente

humedecido y secado.

- c) Zona del concreto colocado sobre el nivel del agua, que sólo ocasionalmente es mojado.
- d) Zonas interiores de estructuras masivas, en las cuales el agua penetra únicamente por filtración.

Se discutirá solamente el proceso de corrosión que se presenta en la zona b).

En primer lugar debe hacerse notar el valor relativamente alto de la concentración de sulfatos en el agua marina (aproximadamente 10% de todas las sales en suspensión), que crean condiciones dentro del concreto asociables a la degradación tipo III. La existencia de sales de magnesio establece las condiciones bajo las cuales se puede desarrollar la degradación del tipo II, mientras que el tipo I puede desarrollarse significativamente bajo condiciones de presión unilateral, y flujo de agua a través del concreto. La degradación del tipo IV se presentará en la superficie debido a la acción agresiva de la arena en el agua en movimiento, o por el oleaje. Se considera a continuación la consecuencia del desarrollo de la degradación del concreto bajo la acción del agua de mar:

Cerca de la superficie del concreto, se pueden identificar degradación del tipo I y IV, ya que en esa zona donde las reacciones del cambio son acompañadas por la formación de hidróxido de magnesio en fase sólida y de sulfato y cloruro de calcio en fase líquida. Los productos de la corrosión, amorfos y sueltos, se acumulan en los poros, grietas y otros vacíos del concreto, que tienden a ser destruidos por la acción mecánica de las partículas sólidas arrojadas contra la superficie por el oleaje, o bien tienden a penetrar dentro de la masa del concreto, cuando éste es de alta permeabilidad.

La segunda zona, en la que se presenta degradación del tipo III, el agua penetra al interior del volumen de concreto. Ahí la corrosión es causada por la gran cantidad de sulfatos en solución. La difusión del hidróxido de calcio hacia las partes interiores del

concreto, provoca que una gran cantidad de sulfato de calcio se precipite en fase sólida, incrementando su volumen y provocando agrietamiento en la estructura. El resto de los sulfatos penetra en las capas más alejadas del concreto, donde solamente sulfoaluminato de calcio hidratado en fase sólida se puede formar, dada la presencia de aluminato tricálcico. En zonas más alejadas de la superficie, sólo se puede presentar degradación del tipo I provocada por las filtraciones provenientes de la superficie.

Las fronteras de las zonas antes mencionadas (Fig 10), no son estables; más aún, con la destrucción gradual del concreto, se puede mover continuamente de la superficie hacia capas más profundas, aunque la secuencia de cambio permanece constante.

Para disminuir éste movimiento, debe mencionarse que la estructura y la densidad del concreto, tienen un fuerte efecto en el desarrollo de procesos de degradación y en el grado de estabilidad del concreto.

Numerosas muestras, tomadas de estructuras marinas en edades que variaron de 5 a 60 años, mostraron que la absorción de agua (que generalmente caracteriza la densidad del concreto), de concreto sano al cabo de esos períodos, generalmente no excedió de 5 a 6% al cabo de seis horas. Concreto de ésta densidad puede servir perfectamente en estructuras marinas, por largo tiempo, sin que se presente destrucción, mientras que concretos con absorción mayor a 10% generalmente resultaron dañados en períodos de exposición similares.

Para dar una idea de los efectos de éste tipo de corrosión, se muestra a continuación los resultados de estudios llevados en Inglaterra, por la Estación de Investigaciones de Construcciones, resultados obtenidos en cilindros estandar de pruebas en compresión, sometidos a la acción de agua de mar artificial, con una concentración de sales de triple de la normal, cuando los cilindros fueron mantenidos en inmersión total. Estos resultados se muestran

en las figuras 11.a, 11.b, 11.c, 11.d, 11.e, 11.g, 11.h.

En ellas se puede observar que los cementos Portland, tuvieron un comportamiento variable, que no pudo ser correlacionado con su contenido calculado de aluminato tricálico, notándose sin embargo, una tendencia general a disminución por resistencia, como producto de la degradación, con el transcurso del tiempo. Los cementos puzolánicos, aquellos mezclados con escoria, y los cementos con alto contenido de alúmina, mostraron una tendencia a aumentar su resistencia al ataque del agua salada, en aquellos casos en que se usaron mezclas compactas, con baja relación agua-cemento.

Puede mencionarse aquí, que pilotes de concreto reforzado, colados con las mismas mezclas y almacenados en condiciones similares a las que se siguieron en el caso de cilindros de compresión, sufrieron mucho menos al ataque directo del agua, que en el caso de pequeños cilindros, la deterioración se debió principalmente a procesos de corrosión del refuerzo, con agrietamiento subsecuente y la separación del concreto. Cabe mencionar que, con recubrimiento de 5 cm. y mezclas 1:5, no se presentó agrietamiento en el concreto, en el transcurso de 10 años, en aquellos casos en los cuales se usó cemento con alto contenido de alúmina, Portland con escoria, o con pizzolana, aunque, si se presentó destrucción del concreto, en aquellos casos en los cuales sólo se usó cemento Portland. Es de hacerse notar que, aunque las pruebas fueron suspendidas, y no se encontró ni la concentración, ni la cantidad de agua en los tanques de almacenamiento, aquellos pilotes colados con mezcla 1:5 se agrietaron excepto aquellos en los cuales se usaron cementos de alto contenido de alúmina y aquellos con mezcla pizzolánica. En todos los de pilotes con mezcla 1:2:6, los pilotes permanecieron intactos al cabo de 20 años.

Los resultados anteriores indican que, en éstos casos la selección adecuada del tipo de cemento, junto con mezclas de alta resistencia y densas, producen concretos que son capaces de soportar la acción de medios agresivos, pudiéndose destacar el comportamiento

de los cementos de alto contenido de alúmina como los más eficaces para soportar medios químicos agresivos, ya que el hidratarse producen un gel de alúmina, en vez de cal; su eficacia es cierta, siempre y cuando no se sobrepasen temperaturas ambientales de 25° C, ni el medio agresivo sea extraordinariamente básico.

#### 9. Medidas preventivas de degradación

En la discusión anterior, de los diversos procesos de degradación, se ha hecho hincapié en la importancia que tiene la densidad, el tipo de cemento, la permeabilidad, y el medio agresivo en la corrosión del concreto, así como las características de deformación de estructuras sujetas a procesos corrosivos.

Diversos procedimientos han sido usados en la prevención de la degradación y resultaría imposible, en ésta conferencia, exponer en detalle todos los métodos que permiten asegurar la durabilidad del concreto; tan sólo se intentará esbozar los diversos principios seguidos con ese fin, aunque la selección del proceso deberá ser justificada, no sólo desde el punto de vista técnico, sino también en términos económicos de los materiales, una vez que el punto de vista de resistencia ha sido satisfecho.

Puesto que la densidad, y la baja permeabilidad del concreto son deseables, impermeabilizantes integrales han sido usados con frecuencia, agrupándose en cualquiera de los siguientes grupos:

1o- Materiales inertes que actúan como eliminadores de poros, tales como cal hidratada, arcillas coliníticas pulverizada, sílice molida, silicatos, talco, sulfato de bario y calcio, etc.

2o- Materiales activos, tales como silicatos de sodio y potasio, floruros de sílice, escoria de hierro con cloruro de amonio, y sílice diatomácea.

3o- Materiales solubles, que actúan para cerrar los poros, tales como sulfato y coloruros solubles.

4o- Materiales repelentes activos, tales como sodio y potasio, ácidos grasos, aceites vegetales y resinas.

5o- Materiales inertes repelentes al agua, tales como ceras, jabones de calcio, aceites minerales, bitúmenes, etc.

6o- Productos de la descomposición de las proteínas.

En otras ocasiones, resulta prudente recurrir a tratamientos superficiales para impermeabilización y protección del concreto, existiendo una gran variedad de materiales que son aplicados a la superficie del concreto, ya sea para impermeabilizar la superficie, o para hacerlo resistente al ataque de los agentes químicos. En términos generales, las condiciones que deben soportar los recubrimientos superficiales son más severas que en el caso de impermeabilización integral, y los materiales requeridos deben ser seleccionados específicamente para satisfacer cada caso individual. Los tratamientos superficiales pueden ser clasificados como sigue, pero ninguno de ellos puede ser considerado como una panacea:

1. Tratamiento superficiales, que generalmente recurren al empleo de soluciones acuosas, de silicato de sodio o magnesio, o de silicofluoruro de zinc; o bien aceites secantes o minerales con solventes.

2. Pinturas superficiales delgada, a base de bitúmenes, o pinturas de hule clorinado, resinas sintéticas, o bien ceras y silicones.

3. Recubrimientos a base de mastiques resistentes a los ataques químicos, hules, latex, emulsiones de resinas sintéticas, recubrimientos de placas de plástico u otros materiales, aun piedra, arcillas calcinadas, vidrios, u otros materiales inertes.

4. Tratamientos gaseosos a base de fluoruro de sílice, que produce una cubierta no corroible de sílice hidratada y aluminio, que es resistente a muchos agentes agresivos.

Aunque todos éstos procedimientos pueden ser empleados para evitar la degradación, generalmente, si se emplean en las estructura, concretos densos convenientemente dosificados, con materiales que eviten la reacción alcalí, y cementos adecuados para los medios agresivos en los cuales va a ser usados, y en el caso de usar varillas de refuerzo, recubrimientos no menores de 5 cm., la posibilidad de generación de los procesos corrosivos existe, aunque su efecto es poco importante y la posibilidad de su aparición es remota.

#### 10. Bibliografía.

- 1.- H. W. Hayden, W. G. Moffatt, and J. Wulff: "The Structure and Properties of Materials" Volumen III. "Mechanical Behavior". John Wiley and Sons, Inc. New York, 1965.
- 2.- F. M. Lea, and C. H. Desch: "The Chemistry of Cement and Concrete". Revised edition by F. M. Lea. Edward Arnold Publishers, Ltd. London, 1956.
- 3.- Academy of Sciences of the USSR: "Corrosion of Concrete and its prevention" (Korroziya betona i mery bor'by a nei). Scientific Translations. Jerusalem, 1962.
- 4.- T. D. Robson: "High-Alumina Cements and Concretes". Contractor's Record Limited. John Wiley and Sons, Inc. New York, 1962.
- 5.- Symposium on "Structure, Solid Mechanics and Engineering Design". John Wiley Inc London 1971.
- 6.- Coloquio RILEM Palermo 24-26 Mayo 1965 "Comportamiento de concretos expuestos a la acción del mar" Eyrolles Editeur.

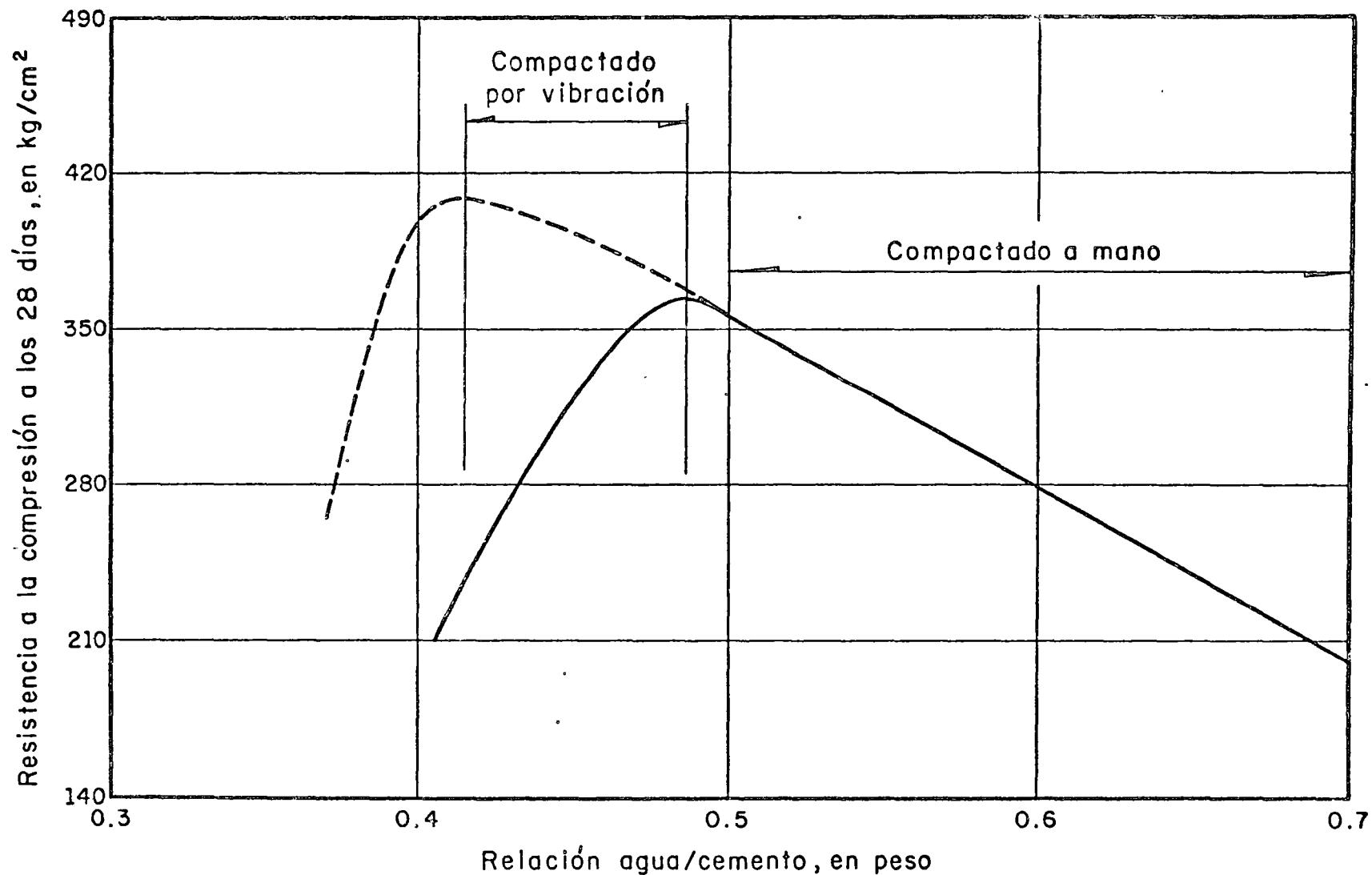


Fig 2. Efecto de la relación agua - cemento , en la resistencia del concreto , para diferentes métodos de compactación

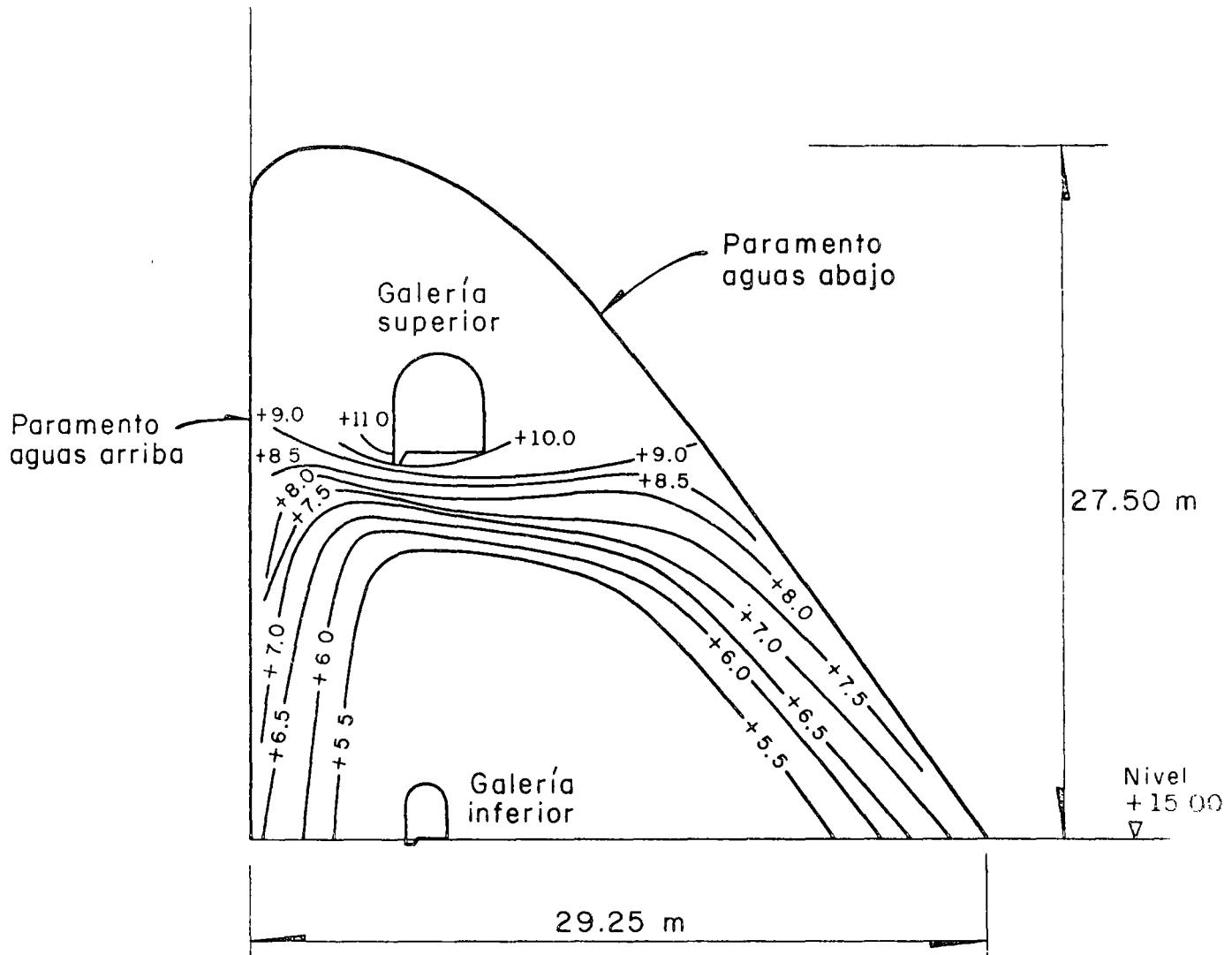


Fig 6. Distribución de deformaciones unitarias, provocadas por contracción de fraguado en la masa de concreto de una cortina, durante los primeros seis años de operación (valores multiplicados por  $10^5$ )

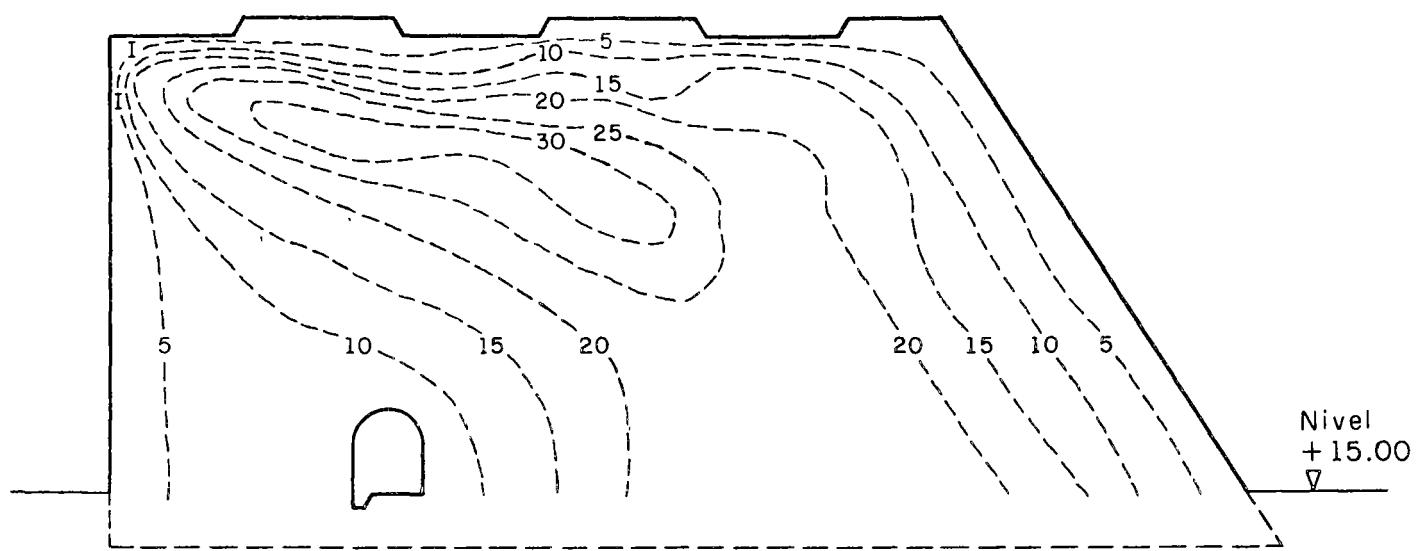


Fig 7a. Distribución de temperaturas, en el interior del concreto de una cortina, al colarse la esquina superior izquierda

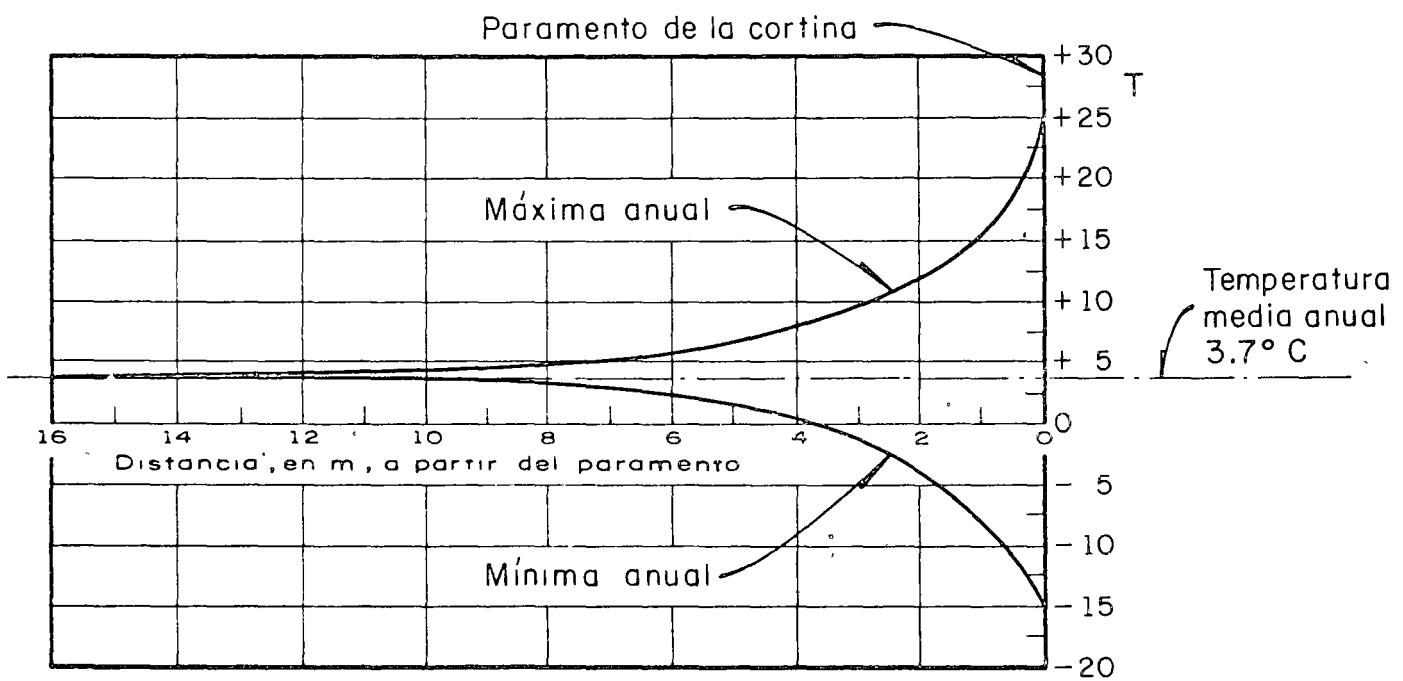


Fig 7b. Variación máxima de temperaturas, en el transcurso de seis años, en la zona cercana al paramento de una cortina

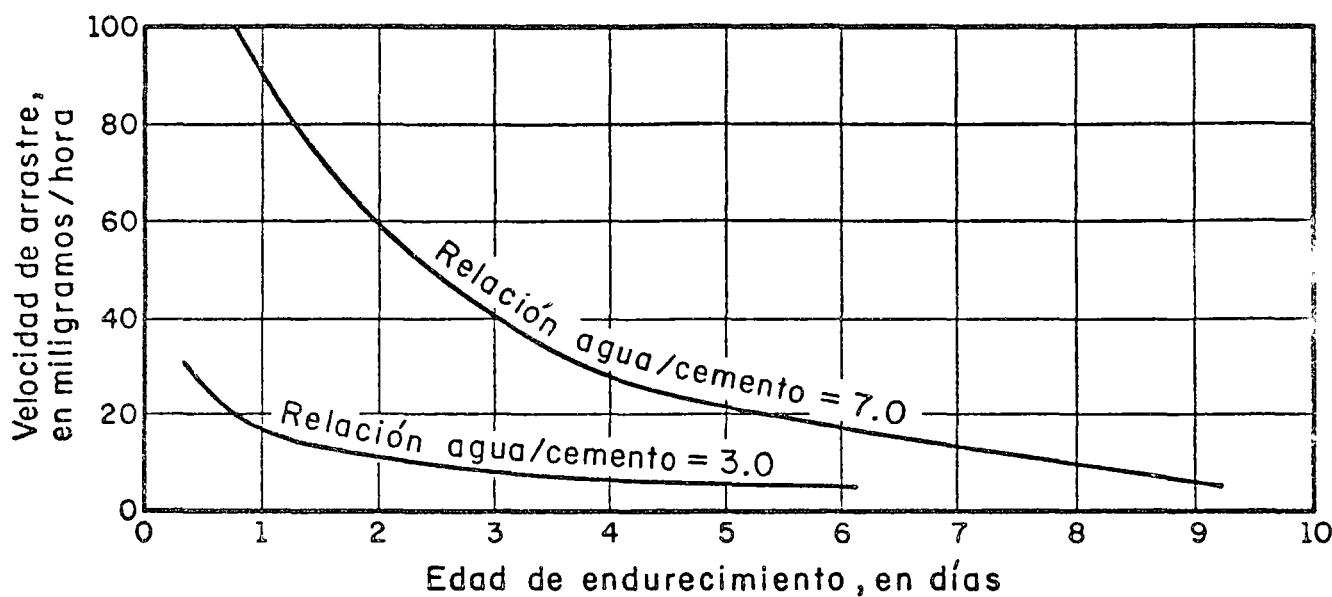


Fig 8 a . Velocidad del arrastre de la cal , en relación con la duración del endurecimiento , antes de empezar la prueba

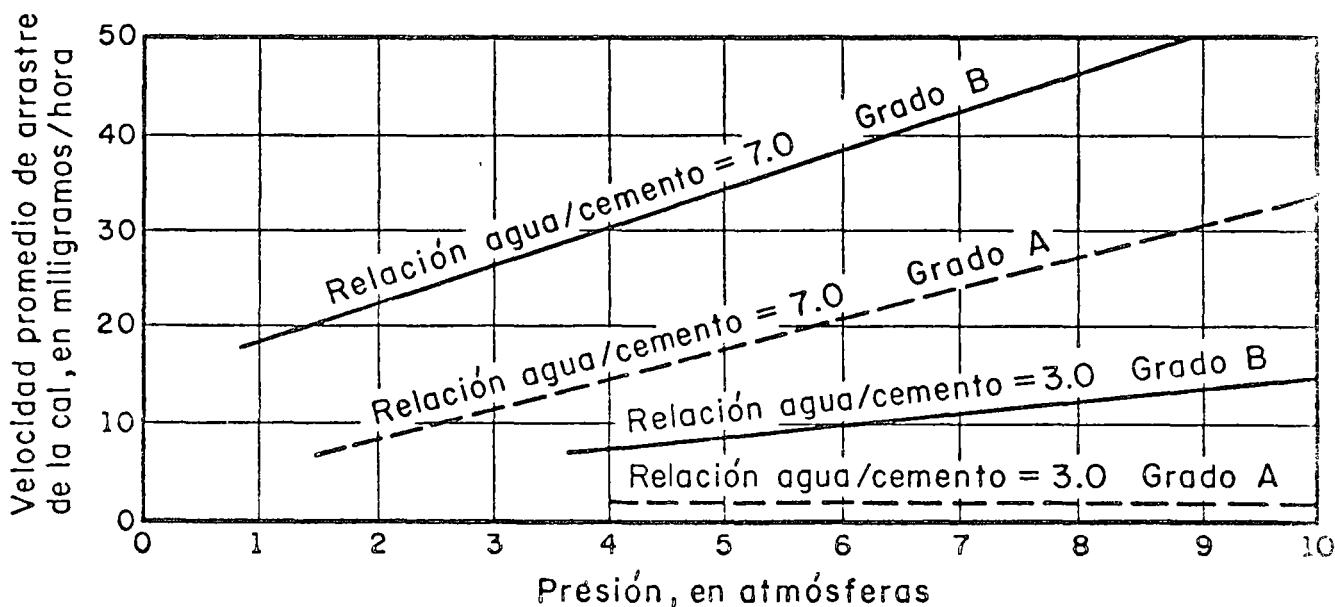


Fig 8 b . Influencia de la presión , en la velocidad de arrastre de la cal. Edad de las muestras : 28 días

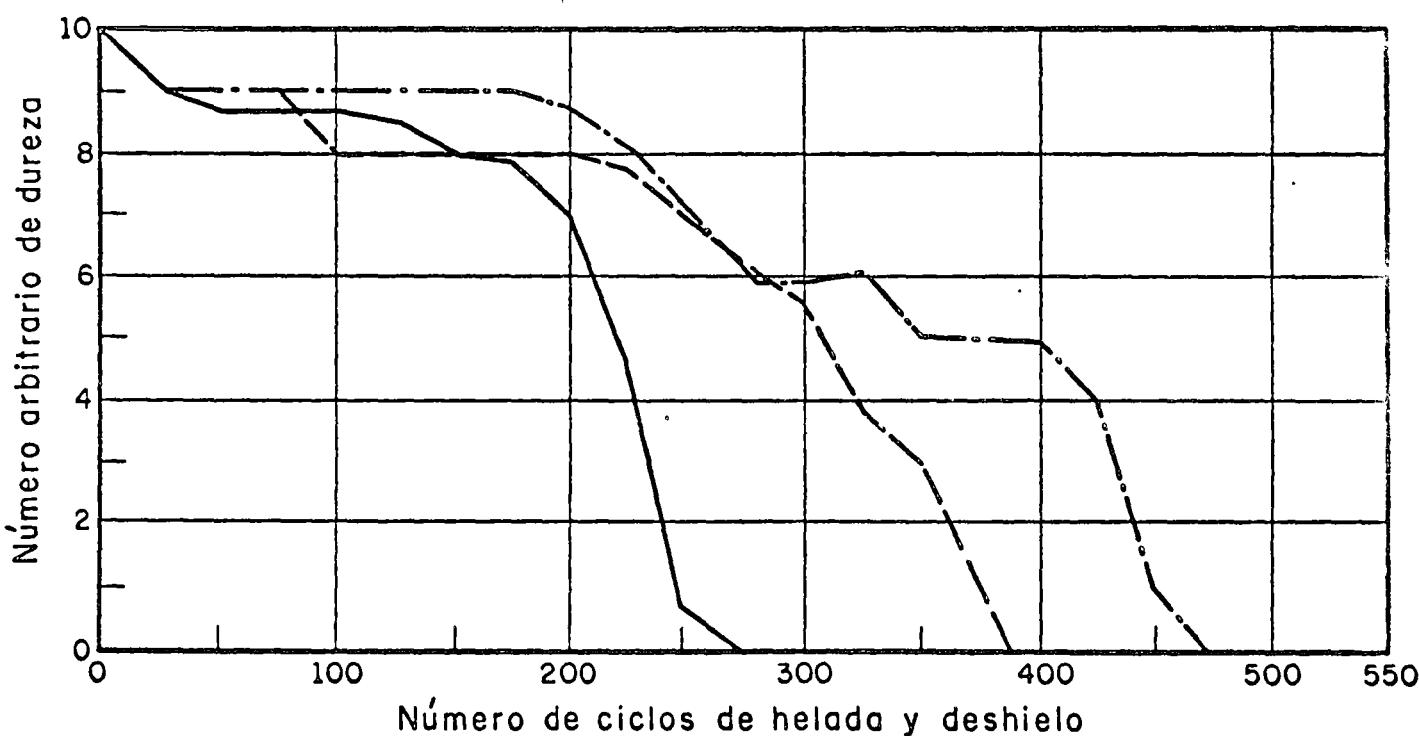
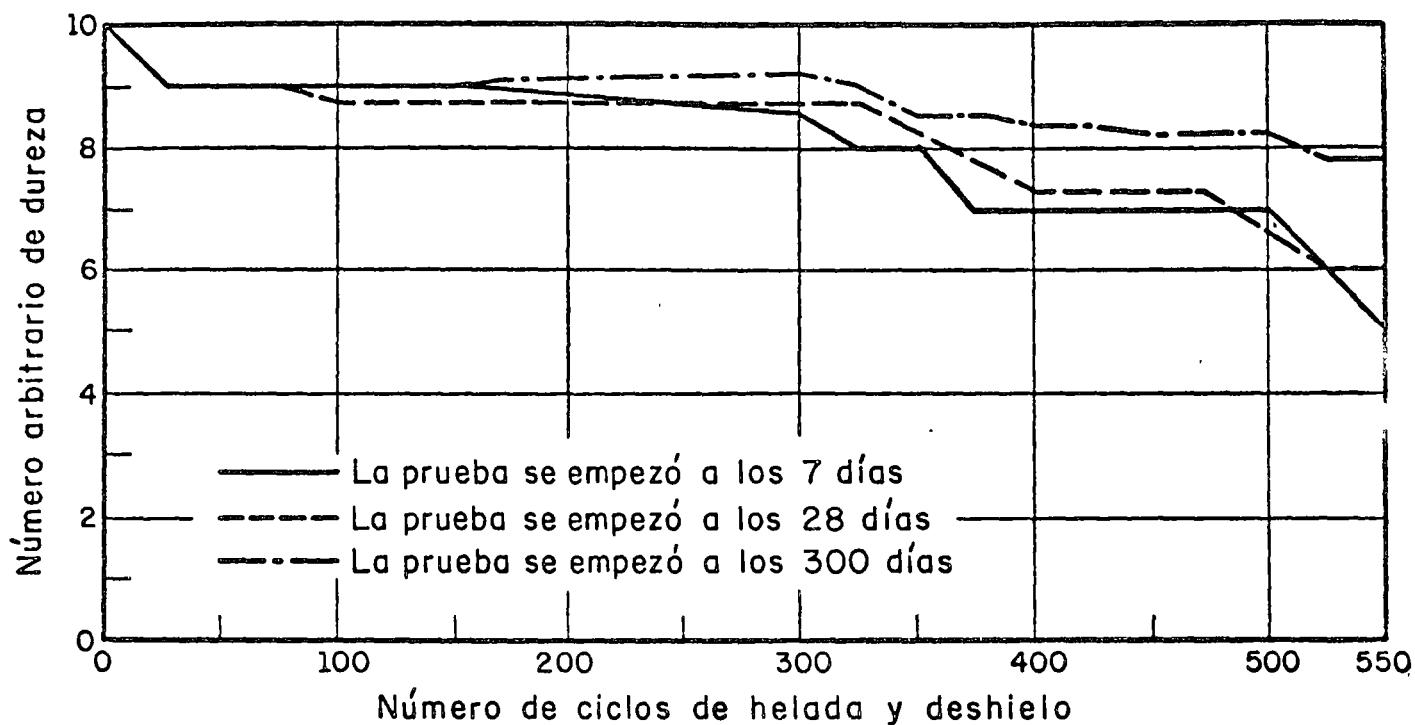


Fig 9b. Variación de la resistencia al intemperismo, de muestras de concreto hechas con mezcla de pizzolana y Portland

