



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**“LA INGENIERIA CIVIL COMO APOYO  
TECNICO EN EL MEDIO ASEGURADOR”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :  
**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA :  
**CARLOS ADOLFO CALVA Y DIAZ**

DIRECTOR DE TESIS:  
**ING. HECTOR JAVIER GUZMAN OLGUIN**



**MEXICO, D. F.**

**FEBRERO 2005**

m340953



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/ 078/02

Señor  
**CARLOS ADOLFO CALVA Y DIAZ**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HECTOR JAVIER GUZMÁN OLGUÍN**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"LA INGENIERÍA CIVIL COMO APOYO TÉCNICO EN EL MEDIO ASEGURADOR"**

- INTRODUCCIÓN**
- I. PRINCIPALES FENÓMENOS QUE ORIGINAN SINIESTROS**
  - II. PARTICIPACIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL COMO APOYO DE LAS ASEGURADORAS EN LOS DIFERENTES SINIESTROS**
  - III. INFORMES DE RESULTADOS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS**
  - IV. EJEMPLO PRÁCTICO**
  - V. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 20 de mayo de 2002.  
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a depositar en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: CARLOS Adolfo Calva y DIAZ  
FECHA: 10 FEB 2005  
FIRMA: [Firma]

## DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

A mi esposa Alejandra con todo mi amor y admiración, por el apoyo y comprensión que me ha tenido durante estos 32 años de casados, siendo siempre la piedra modular de nuestra familia y en especial mi confidente de siempre, ya que sin ella no hubiera llevado a buen término este trabajo.

GRACIAS POR TODA LA FELICIDAD QUE ME HAS DADO.

A mis hijos, Carlos Alejandro, Juan Pablo, Adriana y Miguel Angel con todo mi amor por haber llenado de felicidad nuestro hogar y ser un ejemplo y apoyo en mi vida.

A mi amigo y Director de Tesis, Ing. Héctor Guzmán Olguín, por su guía, tenacidad y consejos durante la elaboración de este trabajo el cual no hubiera llegado a su conclusión sin su ayuda.

A mis compañeros de trabajo y colaboradores, Jesús Reyes, Antonio Escobedo, Jose Aguilar y Jorge Aguilar, por su invaluable ayuda para la realización de este trabajo.

A mi querida suegra Maria del Rosario becerra, por sus consejos y regaños, esperando que nos viva muchos años más.

A mis amados padres Carlos Calva y Josefina Díaz y mi querido suegro Mario Sierra que se nos adelantaron en el camino, pero que se que desde donde se encuentren siempre han velado por nosotros y que deben estar felices por este acontecimiento.

Para todos mis amigos y seres queridos.

CON TODO MI AMOR Y AGRADECIMIENTO POR HABERME HECHO UN HOMBRE FELIZ DURANTE TODA MI VIDA

Sinceramente

CARLOS ADOLFO CALVA Y DÍAZ.

# ÍNDICE

## INTRODUCCIÓN

Definición del seguro	1
Función del seguro	2
Historia del seguro	2
Crecimiento	4
Herramientas	5
Estructura	6
Coberturas personales	6
Funciones y organización de los aseguradores	7
Funciones de los aseguradores	7
Producción	7
Suscripción	8
Tarificación y control estadístico	8
Inversión y financiamiento	9
Contabilidad	9
Organización interna de los aseguradores	9
Organización territorial	10

## I.- PRINCIPALES FENÓMENOS QUE ORIGINAN SINIESTROS

I.I Sismos	12
I.I.I Origen de los sismos	12
I.I.II Sismología	13
I.I.III Ruptura sísmica	13
I.I.IV Comportamiento de los sismos	15
I.I.V Ondas sísmicas	16
I.I.VI Sismicidad mundial	19
I.I.VII Medición de sismos	20
I.I.VIII Localización de epicentros, su intensidad y magnitud	21
I.I.IX Efectos de los sismos	25
I.II Huracán	27
I.II.I Como se origina un huracán	28
I.II.II Cuanto mide un Huracán	29
I.II.III Donde se originan los huracanes	32
I.II.IV Estructura de un huracán	32
I.II.V El ojo del huracán	32
I.II.VI La temporada de huracanes	33
I.II.VII Efectos asociados con el huracán	33
I.II.VII.I Marejada	34
I.II.VII.II Vientos Fuertes	34
I.II.VII.III Lluvias extraordinarias	35

## **II.- PARTICIPACIÓN DE LA INGENIERIA CIVIL COMO APOYO DE LAS ASEGURADORAS EN LOS DIFERENTES SINIESTROS**

II.I	Antecedentes	36
II.II	Inspección de riesgos	36
II.II.I	La importancia de la protección contra el fuego en edificios industriales	37
II.II.II	Propósito de una protección eficiente contra fuego	38
II.II.III	Reducción de riesgos de incendio	38
II.II.IV	Plan de construcción	38
II.II.IV.I	Recomendaciones practicas para la división en secciones y muros contra fuegos	39
II.II.V	Componentes y materiales de construcción	40
II.II.VI	Carga de fuego y ventilación	41
II.II.VII	Protección activa	42
II.II.VIII	Sugerencias para una protección efectiva contra el fuego	43
	Reporte de inspección calculo de EML para incendio daño Directo y consecuencial	44
II.III	Evaluación de daños	58
II.III.I	Evaluación	58

## **III.- INFORME DE RESULTADOS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS**

III.I	Procedimientos generales para la elaboración de un estudio técnico y evaluación de daños en edificaciones urbanas e infraestructura civil	61
III.I.I	Fase 1 – Trabajo de campo	61
III.I.II	Visita preliminar al sitio de estudio, recopilación de antecedentes y solicitud de la información	61
III.I.III	Selección y evaluación de información recopilada	62
III.I.IV	Levantamiento físico de daños	63
III.I.V	Evaluación de daños ante sollicitación por sismo	64
III.I.VI	Evaluación de daños ante sollicitación por incendio	66
III.I.VII	Efectos de temperatura en los elementos de concreto reforzado	67
III.I.VIII	Evaluación de daños ante sollicitación por huracán	71
III.I.IX	Relación entre velocidad del viento y daños generales a la propiedad	74
III.I.X	Evaluación e interpretación del levantamiento físico de daños	75
III.I.XI	Obtención de muestras, manejo, ensaye e interpretación	78
III.II.I	Fase 2 – Trabajo de gabinete	87
III.II.II	Números generadores de obra e investigación de mercado	87
III.II.III	Elaboración de precios unitarios e integración de catalogo de obra	90
III.II.IV	Juntas técnicas finales y elaboración del informa ejecutivo	94

## **IV.- EJEMPLOS PRÁCTICOS**

- IV.I Primer ejemplo práctico  
Análisis de los daños que presenta una espuela de ferrocarril en la Terminal Marítima para el manejo y almacenamiento de minerales a granel  
COOPER/T. SMITH de México 95
- IV.II Segundo ejemplo práctico  
Revisión estructural nave de almacén no. 1 empresa  
Granos de Sinaloa, s.a. de c.v. 116
- IV.III Tercer ejemplo práctico  
Revisión de la información generada para la demostración de la pérdida  
De capacidad de carga del piso de la planta KOSTAL MEXICANA, s.a. de c.v. 136

## **V.- CONCLUSIONES 153**

## **VI.- REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA 154**



## INTRODUCCIÓN

### DEFINICIÓN DEL SEGURO

Proceso para lograr certidumbre, cuando existen peligros amenazadores, el Seguro puede ser definido, ampliamente, como la garantía que da uno a otro contra alguna pérdida accidental.

Hay otras muchas definiciones, modificadas cada una en mayor o menor grado, por la finalidad que la forma particular del Seguro intente conseguir. Por ejemplo, el Seguro ha sido definido como un contrato por el cual mediante un cierto precio, el asegurador se compromete a compensar al asegurado, si este último sufre una pérdida.

A continuación se ofrece una definición que ha obtenido rango legal:

El Seguro es un contrato por el cual una de las partes, en consideración a un precio, que a ella se le paga, adecuada al riesgo, da la seguridad a la otra parte de que esta no sufrirá pérdidas, daño o perjuicio por la ocurrencia de los peligros especificados sobre ciertas cosas que pueden estar expuestas a tales peligros

Como institución comercial, el Seguro ha sido definido como un plan por el cual un gran número de personas se asocia entre si, y transfiere, sobre todas ellas, riesgos que corresponden a individuos determinados, concertando un medio por el cual, si cae sobre alguno de ellos una pérdida determinada, esta será indemnizada a expensas de muchos. Todo ello equivale a desviar el peso del riesgo sobre el individuo, hacia el de todo un grupo, que esta preparado para asumir el mismo y que desea asumirlo.

En una interpretación más estricta del término, aparte de su uso habitual en el campo de los negocios, no son esenciales las contribuciones de los beneficiarios a un fondo determinado. Por lo tanto, **soportar los riesgos de una manera colectiva constituye el Seguro.**

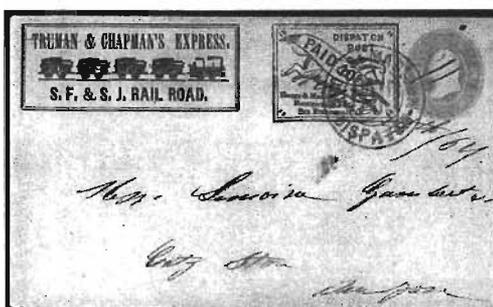


Fig. 1. Muestra de los primeros documentos emitidos por compañías de seguros

Es Seguro, tanto si el individuo contribuye, con primas específicas, a hacer frente a cada riesgo específico, cuanto si recibe un seguro gratuito, procedente de las fuentes generales de la comunidad o de una industria. Es Seguro, lo mismo que si las contribuciones son voluntarias que si son obligatorias

En el caso de las Compañías de Seguro, se puede acumular un fondo o también, los beneficiarios pueden depender, para el pago de sus seguros, de la facultad de imponer contribuciones. Como negocio, el Seguro evidencia su fortaleza sobre la base de una capacidad comprobada de pagar, y de aquí la práctica establecida de acumular un fondo con el cual se pagan las pérdidas.



**Póliza es el nombre que se da al instrumento por el cual se efectúa el contrato de indemnidad entre el asegurador y el asegurado; y no se firma, como la mayor parte de los contratos por ambas partes, sino solamente por el asegurador, quien por ello se denomina el suscriptor, existiendo ciertas condiciones que deben ser cumplidas por la persona que no firma como suscriptor, de otro modo la póliza sería nula.**

**La retribución de la póliza se llama prima. Y deberá ser cubierta en todos los casos por el asegurado, siendo el asegurador o portador la compañía, grupo o individuo, que asume el peso del riesgo en su capacidad de suscriptor.**

## **FUNCIÓN DEL SEGURO**

El principal factor determinante que contribuye al deseo de certidumbre y, por ende, al desarrollo del Seguro, es el anhelo de seguridad.

La función del Seguro consiste en proporcionar certidumbre. para llegar a este fin, el Seguro trata de reducir las consecuencias inciertas de un peligro conocido de tal manera que, el costo de las pérdidas, al afectar a los individuos, sea cierto, o cuando menos, relativamente cierto.

El hombre desea una casa decente para vivir, tener un empleo productivo, tener alguna seguridad contra la desgracia, la cual no puede eliminarse de nuestro mundo por completo, siendo la idea y principio del Seguro tratar de proporcionar parcial o totalmente salvaguardas contra estos azares de la vida.

## **HISTORIA DEL SEGURO**

El Seguro como ahora se conoce, inicio en sus primeras etapas como una sociedad cooperativa, quedando circunscrito a los confines del grupo particular interesado.

En la familia patriarcal, los viejos, los enfermos, los desvalidos, y todos los que, por alguna causa, eran desafortunados, encontraban protección y seguridad en el grupo familiar. Ahí donde la propiedad se mantenía en común, naturalmente, una pérdida que afectara a las cosechas o al ganado, o a los edificios, no recaía sobre el individuo hasta que la pérdida alcanzaba una proporción que envolviese a todas o a una parte considerable de las posesiones del grupo.

Las familias se convirtieron en tribus, y los grupos de familias en aldeas, sin embargo, al principio eran a estos grupos, familias, tribus y aldeas, a los que el individuo se acogía en ocasión de un desastre.

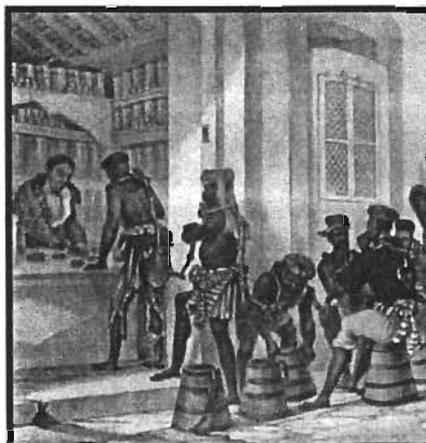


Fig. 2. Forma de trueque en la antigüedad



En el transcurso del tiempo, con el desarrollo de la propiedad privada, cuando un miembro del grupo sufría una pérdida, se hacían contribuciones voluntarias, pero como el miembro del grupo no podía conocer de antemano cuando le llegaría el momento de encontrarse en posición de necesidad, el propio interés se convirtió en un factor, y las contribuciones voluntarias llegaron a constituir una costumbre de la comunidad civil.

El siguiente paso en el desarrollo de la idea del Seguro, consistió en la creación de un fondo con el cual se pagaban las pérdidas. Las manifestaciones más antiguas de este desarrollo, aparecen en forma de asociaciones que tienen algún interés común, entre cuyas funciones, se encuentra la provisión de asistencia mutua en los momentos de necesidad.

Los orígenes de tales asociaciones se remontan a la antigüedad.

En la antigua Grecia existieron muchas asociaciones de este tipo y en Roma., la tendencia a formar dichas organizaciones se manifestó desde muy pronto con la formación de gremios de zapateros, tintoreros, carpinteros y demás.

Fue en este ambiente donde el medio del Seguro encontró un medio propicio para su desarrollo, ya que la tendencia social se manifestó en la organización de gremios, esto es un rasgo muy parecido a la provisión del seguro de vida de la sociedad moderna y que hizo su aparición en estas antiguas organizaciones.

A cambio de los pagos regulares que se hacían con destino al fondo común, el gremio tenía a su cargo el entierro de sus miembros. Este rasgo se amplió después, con objeto de constituir un fondo que sería pagado a los herederos de los miembros fallecidos.

En la edad media, la función del Seguro, por cuanto afecta a protección de individuos, estaba en gran parte, en manos de los gremios. Su desarrollo se fue fomentando y ampliando por la iglesia, cuyas enseñanzas de caridad, ayuda mutua y asistencia en los momentos de dificultad, surgieron muchas de las disposiciones que se incluyeron entre los beneficios facilitados a los miembros.

Este reconocimiento del riesgo y la formación de una asociación que operaba sobre una base mutua, la cual tenía entre sus propósitos el repartir las pérdidas de unos cuantos entre muchos, fue un gran paso en dirección a la moderna práctica del seguro.

De hecho, en la medida en que existe alguna información sobre ello, las organizaciones gremiales de la edad media fueron las primeras asociaciones permanentes que efectuaron seguros.

En la última mitad del siglo XVII, en Inglaterra, se lleva a cabo la transición del artesanado al sistema fabril, efectuándose un cambio social de 1770 a 1840, designándose por los economistas este cambio como la revolución industrial.



Durante este periodo se llevaron a cabo grandes invenciones, como la maquina de vapor, hubo un gran desarrollo en la industria del hierro designándose a todo esto como la "edad de la maquinaria".

La estructura de las nuevas empresas, como la nueva posición del individuo en la sociedad rebaso por mucho el plan de asistencia mutua que se tenía, por lo que el seguro se establece como una de las grandes instituciones financieras que contribuye a formar la nueva estructura comercial.

Fig. 3. El cacao fue usado en la antigüedad como moneda



Muy pronto, el seguro atrajo a los capitalistas como ventajosa fuente de empresas de negocios, el individuo asegurado no se preocupa por el capital con el que han de pagarse sus pérdidas, ni el costo de su seguro está influido por el volumen o frecuencia de las pérdidas que el asegurador tenga por obligaciones. El elemento grupo sigue existiendo en el hecho que las contribuciones de las primas al fondo del seguro reembolsan al fondo el equivalente de los pagos por pérdidas. En la medida que esto no suceda, la compañía de seguros pierde dinero. En la medida en que las primas sean en exceso de las pérdidas, la empresa es remuneradora. Los aseguradores, según este plan, son conocidos como suscriptores individuales.

Durante el siglo XVIII, con el gran crecimiento de la industria y con los capitales cada vez mayores, invertidos en empresas cuyas actividades iban mucho más allá de los límites de una comunidad local, la empresa individual y las asociaciones fueron rápidamente reemplazadas por las Compañías de Seguros, las cuales crecieron rápidamente en tamaño y en importancia, organizándose compañías que se introdujeron en el negocio del Seguro con grandes capitales, los cuales fueron suscritos por accionistas, marcando la diferencia de los grupos que hacían contribuciones mutuas.

Los dos tipos de protección de las que hemos hablado, son las que forman los pilares para la práctica del Seguro moderno, operando la forma mutualista cuando los asegurados y los aseguradores forman un grupo idéntico, esto es, cuando los asegurados son los dueños del capital con el que se pagan las pérdidas. Cuando el fondo que sirve para pagar las pérdidas es propiedad de un grupo distinto del de los asegurados, la forma es no-mutua.

Como podemos deducir, el florecimiento de las compañías de seguros se dio a partir de la revolución industrial, siendo la cuna de las primeras compañías de seguros Inglaterra, extendiéndose por toda Europa durante el siglo XVIII.

Estas compañías a su vez se diseminaron por todo el mundo, llegando a finales del siglo XIX en la década de 1880 siendo el inglés William B. Woodrow el que se instaló en México representando a varias aseguradoras británicas y norteamericanas.



Fig. 4. Uno de los primeros transportes que se utilizó para llevar valores

## CRECIMIENTO

La industria del Seguro cuenta con uno de los records más envidiables de crecimiento a largo plazo frente a cualquier otra institución financiera, ya que durante el siglo XX los activos de las compañías de seguros en general aumentaron 75 veces, mientras que los activos de los bancos aumentaron 32 veces.

A continuación, presentamos la tabla porcentual de incrementos de varias instituciones comerciales con sus incrementos desde 1941 a 1990.



(Datos en miles de millones de dólares)

Instituciones	1941 (dólares)	1990 (dólares)	Porcentaje de Aumento
Bancos comerciales	79.1	576.2	628
Cooperativas bancarias de ahorro	11.8	79.0	569
Compañías de seguro de cosas y daños (accidentes)	5.3	51.0	862
Compañías de seguro de vida	32.7	207.3	534
Asociaciones de ahorro y préstamo	6.0	176.6	2843

Tabla porcentual de incrementos comerciales

Durante los inicios del siglo XX y después de la revolución mexicana, los aseguradores comenzaron a tener un importante crecimiento en México, contándose a la fecha con más de 50 compañías aseguradoras y reaseguradoras.

## HERRAMIENTA Y ESTRUCTURA DEL MEDIO ASEGURADOR

### HERRAMIENTAS

Dentro de la estructura del medio asegurador, existen herramientas que son de gran importancia para un correcto funcionamiento financiero de cualquier Compañía de Seguros.

**Los teoremas básicos de probabilidad y estadística son de gran importancia en el seguro**, especialmente en la elaboración de las cuotas, administración financiera y formulación de provisión contractual, son de importancia crucial para proteger la solvencia del asegurador, al permitir mayor número de predicciones precisas de pérdidas, especialmente cuando la información empírica es escasa y deben formarse conjeturas en cuanto al curso de los acontecimientos futuros. Estos orientan al asegurador para determinar el número adecuado de unidades de riesgo que permitan una estabilidad financiera.

La probabilidad se define como la frecuencia a largo plazo de ciertos sucesos expresados como un porcentaje del número total de posibles sucesos en un espacio de muestra, a cada uno de los cuales se ha asignado algún número llamado "peso" para reflejar su importancia relativa en el total.

El criterio de valor esperado es básico para los cálculos de probabilidad, el valor esperado de un suceso o una serie de sucesos se calcula preparando una lista de resultados posibles, multiplicando cada resultado por su probabilidad y sumándolos.

Los riesgos principales del asegurador son:

Las incertidumbres supuestas al estimar la probabilidad de un suceso

Las incertidumbres supuestas al determinar que los sucesos por asegurar son independientes y casuales, o que concuerdan con otras suposiciones matemáticas

El hecho de que el asegurador pueda no tener un número suficiente de riesgos para predecir las pérdidas con el grado de certeza requerido, siendo el coeficiente de variación un medio para caracterizar el riesgo objetivo del asegurador al obtener un número suficiente de unidades de riesgos con precisión matemática.

El criterio de utilidad es un instrumento importante para explicar el crecimiento económico del mecanismo del seguro como un medio de tratamiento del riesgo. Sin la idea de utilidad, sería difícil explicar por qué algunas personas pagarían 20 pesos de seguro contra una pérdida de



10,000 pesos, cuyo valor esperado (10,000 x la probabilidad de acontecimiento es de 0.001 de 10,000 pesos = 10 pesos).

La respuesta reside en el hecho de que para la mayoría de las personas la pérdida potencial de 10,000 pesos es tan grande que están dispuestos a pagar mucho más de 10 pesos para evitar la posibilidad de perder dicha cantidad.

Por lo tanto, la teoría de la probabilidad es una guía importante para el probable asegurador propio a la hora de estimar la naturaleza de su riesgo

## ESTRUCTURA

Dentro del sinnúmero de coberturas que cuentan las Compañías de Seguros, podemos dividir a estas en dos grandes clasificaciones, las cuales son la personal y la de propiedad, que además cuentan con muchas ramificaciones y que a continuación se presentan en la Tabla A.1.

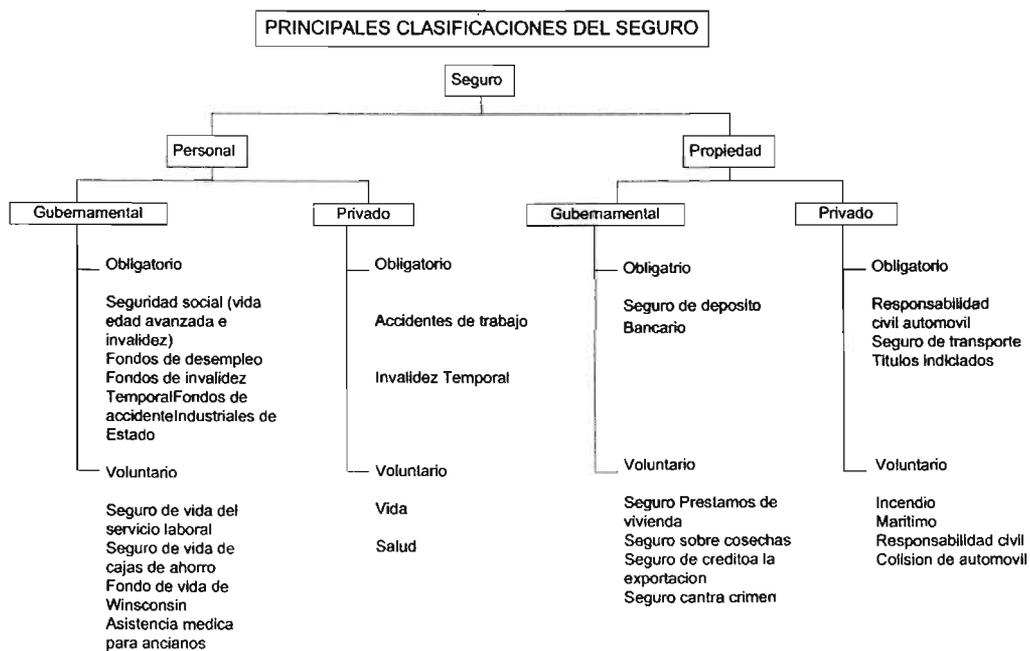


Tabla A1. Estructura y clasificación del seguro

## COBERTURAS PERSONALES

Coberturas personales son las relacionadas directamente con el individuo. En este campo, el riesgo es la posibilidad de que algún peligro pueda interrumpir los ingresos que un individuo percibe.

Esta cobertura la podemos dividir en cuatro clases que son las más importantes:

- Muerte
- Accidentes y enfermedades
- Desocupación
- Edad avanzada



## **FUNCIONES Y ORGANIZACIÓN DE LOS ASEGURADORES.**

Unos de los problemas más arriesgados y difíciles que se plantean en los negocios consisten en la organización. La industria del Seguro no es una excepción a esta norma y ha venido experimentado un cambio básico en el esquema de su estructura interna, que ha creado más problemas de los que ha resuelto. Para comprender la causa de estos cambios es necesario ver que es lo que hace una Compañía de Seguros, por que lo hace y que alternativas existen en el desempeño de sus funciones.

### **FUNCIONES DE LOS ASEGURADORES.**

Las funciones que desempeña cualquier asegurador dependen necesariamente del tipo de negocio al que se dedica, del grado en que este desplaza algunas funciones hacia otros campos, los recursos financieros disponibles, la dimensión del negocio, el tipo de organización empleado y otros varios factores.

Se puede, sin embargo, estudiar las funciones habituales que desarrolla, pero debe recordarse que la naturaleza específica y la medida de cada función varía en parte según de que asegurador se trate. Estas funciones constituyen normalmente la responsabilidad de los departamentos o divisiones existentes dentro de la empresa.

Las principales actividades desempeñadas por los aseguradores son:

- a. Producción (venta)
- b. Suscripción (selección de riesgos)
- c. Tarificación y control estadístico
- d. Tramitación de reclamaciones
- e. inversión y financiamiento
- f. Contabilidad y otros registro
- g. Provisión de otros servicios varios, como asesora legal, marketing, serv. Mecanizados y dirección de personal.

### **PRODUCCIÓN**

Una de las funciones más importantes de una firma de seguros consiste en conseguir cierto número de contratantes que le permitan operar adecuadamente. Dicha función, que una Compañía de Seguros se denomina producción, corresponde a la función de ventas de una firma industrial. El término producción es apropiado para el Seguro porque el acto de vender una póliza de Seguro es producción en su verdadero sentido. El Seguro es un artículo intangible y no existe en la realidad hasta que se contrata una póliza. Según hemos visto la mayor parte de los aseguradores trabajan a través de un sistema de agencia cuya función es desempeñar la tarea de producción. Para un asegurador comercial es necesario este sistema porque sin un eficaz criterio de ventas sería difícil, sino imposible garantizar el volumen necesario de producción que permita operar con éxito con la ley de los grandes números. Además, sin un volumen de producción suficiente el gasto por póliza sería probablemente muy grande requiriendo así una prima que resultaría muy alta para justificar la compra por cualquier persona excepto un candidato con una gran necesidad de protección. El asegurador no considera deseable este tipo de candidato porque estima el seguro como una dispersión de las pérdidas entre todas las personas expuestas a ellas y no entre aquellos mas expuestos a sufrirlas solamente.

El departamento de producción de cualquier asegurador supervisa la relación con los agentes. En el caso de aseguradores directos, donde se alcanza un alto grado de control sobre las actividades exteriores, el departamento de producción contrata entrena y supervisa a los agentes y vendedores.



Su responsabilidad llega aun más lejos. Muchas aseguradoras mantienen departamentos de investigación de mercados cuya tarea es asesorar al departamento de producción en la planificación de las actividades del mercado, tales como la determinación de su potencial, el diseño y supervisión de publicidad, la realización de encuestas que muestren las actitudes del consumidor respecto a los servicios de la empresa y la predicción del volumen posible de ventas.

El amplio uso de servicios auxiliares de producción no es común en las firmas que emplean agentes independientes como elemento fundamental de distribución. Los agentes "especiales" se emplean para explicar las pólizas de la empresa y servir de punto de contacto básico entre la oficina principal y los equipos de venta. La tarea fundamental de la venta se encarga al personal de la agencia independiente.

## **SUSCRIPCIÓN.**

La suscripción de seguros se relaciona con todas las actividades necesarias para seleccionar los riesgos que se ofrecen al asegurador de forma que se cumpla con los objetivos de la empresa. La suscripción se ejecuta por personal de la casa matriz que selecciona las opciones de cobertura y decide su posible aceptación y por agentes que previamente aceptan las solicitudes en el mercado. El lugar de quienes toman las decisiones de suscripción, dentro del organigrama de la empresa varía considerablemente entre los diversos aseguradores y las diversas líneas de seguros. En algunas organizaciones (generalmente en el seguro de daños) los agentes pueden tomar decisiones responsables en el terreno, pero estas decisiones pueden hallarse sujetas a (confirmación de la oficina matriz porque los contratos son cancelables previa notificación al asegurado). Los agentes rara vez tienen autoridad para tomar decisiones de suscripción válidas. Sin embargo, en todos los campos del seguro los agentes realizan una selección considerable de los riesgos antes de someterlos a la decisión de los aseguradores de la casa matriz. En algunas empresas se habla de los agentes como "suscriptores"

## **TARIFICACIÓN Y CONTROL ESTADÍSTICO**

La tarificación esta estrechamente ligada a la función de suscripción; en la mayoría de las líneas de Seguro, aquella es una función altamente técnica.

**Tarificación:** En general la tarificación supone en primer lugar, la selección de tipos de unidades de riesgo sobre las cuales habrá que hacer estadísticas con vistas a las probabilidades de pérdida. En el seguro de vida esta tarea particular es relativamente sencilla, dado que la labor más importante es la estimación de las tasas de mortalidad en relación a la edad y el sexo, y en algunos casos, por grupos ocupacionales. En otros campos, como en incendio y accidentes del trabajo, se necesitan clasificaciones más complejas en este último sector, por ejemplo, se distinguen varios cientos de clases de industrias y se aplican una tasa para cada una. Una vez que se han establecido las clasificaciones adecuadas, el problema consiste en reunir información fidedigna para cada clase durante un periodo de tiempo suficientemente extenso el paso siguiente será la conversión de forma eficaz de la información así acumulada para establecer una prima definida. Esto supone incorporar sobre una base equitativa la estimación del costo de la operación comercial en la estructura de la prima. La función y tarificación incluye la estimación del costo de agregar ciertos beneficios a la póliza o de cambiar las previsiones de esta o las normas de suscripción, como también el costo de suscribir contrato sobre los cuales no se ha reunido ninguna clase de información.



## **INVERSIÓN Y FINANCIACIÓN**

Cuando se suscribe una póliza de seguro la prima se paga generalmente por anticipado y en periodos que varían entre seis meses y cinco o más años. Este pago anticipado de las primas eleva los recursos que el asegurador mantiene para los tenedores de las pólizas fondos que deben invertirse de alguna manera. Toda Compañía de Seguro mantiene tales fondos, como también fondos que representan capital pagado, excedentes acumulados y varios tipos de reservas. Es función del departamento de inversiones seleccionar y supervisar los medios de inversión apropiados para estos bienes. La renta de las inversiones es un factor vital del éxito de cualquier asegurador, en el seguro de vida la solvencia del asegurador depende de ganar un mínimo beneficio garantizado sobre sus bienes. En el seguro de cosas y de responsabilidad, la renta de la inversión representa una porción muy sustancial de los beneficios totales y ha servido para evitar frecuentes pérdidas en los aseguradores.

Dado que la forma de invertir los recursos del seguro se rige por una reglamentación gubernamental algo complicada el director de inversiones debe familiarizarse con todas las leyes (de los diversos estados) en que opera la compañía. Las inversiones deben también seleccionarse teniendo en cuenta la política financiera del asegurador. Los aseguradores de propiedad combinan normalmente capitales y excedentes que varían de entre el 30 y el 31 al 50 por 100 del total de los bienes y los fondos equivalentes pueden invertirse en acciones comunes y preferentes. La forma en que se haga depende de la clase del seguro suscrito y de la necesidad de liquidez. Los aseguradores de vida, por otro lado invierten otra parte de sus bienes en acciones comunes y preferentes porque la naturaleza de la obligación del seguro de vida impone retornar en pago a los tenedores de las pólizas las cantidades garantizadas, los bonos e hipotecas se escogen, generalmente, como medios principales de inversión para este fin. Los grandes aseguradores tienen departamentos especializados para las principales clase de inversión; crédito sobre bienes inmuebles, escrituras de préstamo o hipotecas municipales.

El financiamiento se refiere a la planificación y el control de todas las actividades relacionadas con la creación de fondos para la empresa. Lo normal en la materia es que la mayor parte de las exigencias corrientes del financiamiento se satisfagan con beneficios reinvertidos, por lo que se recurre a escasos fondos externos, siendo básico el cumplimiento de las exigencias gubernamentales de solvencia y la negociación de fuentes de capital tanto a corto como a largo plazo.

## **CONTABILIDAD**

La función de contabilidad en la dirección de los Seguros, tiene fundamentalmente el mismo propósito que la contabilidad en los resultados operativos de cualquier firma; concretamente, registrar, clasificar e interpretar la información financiera de forma que oriente a la dirección para planificar la política adecuada.

## **ORGANIZACIÓN INTERNA DE LOS ASEGURADORES.**

Hemos descrito las funciones desempeñadas por la mayor parte de las Compañías de Seguros, ahora describiremos los dos tipos de organización más comúnmente utilizadas:

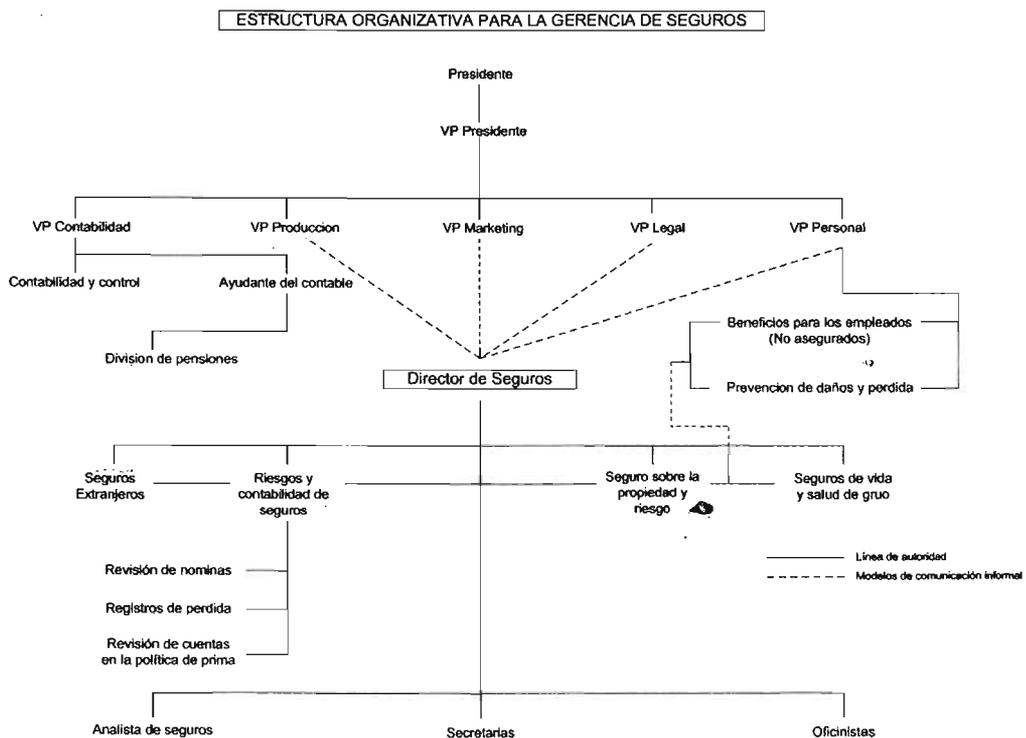
Interna y externa. Los problemas de organización de interna, son los que se relacionan con la forma en que el asegurador controla y organiza sus actividades internas, como el uso de divisiones por productos, divisiones territoriales, organizaciones por grupos o flotas y sistemas de líneas múltiples o línea total.



## ORGANIZACIÓN TERRITORIAL.

El tipo de organización utilizado por un asegurador determinado y los tipos de departamentos por crear dependen de los problemas particulares que se afronten. La estructura más común es la dirección centralizada con departamentos organizados sobre una base funcional, sin embargo, se utiliza comúnmente otras bases, como la territorial y a menudo en forma concurrente con el tipo funcional. El asegurador establece la organización territorial para sus líneas de seguros de incendio y marítima.

A continuación presentamos la tabla A.2 Donde se ilustra la estructura organizativa más común para una compañía de seguros.



Además de la división presentada en la tabla anterior, en México podemos subdividir a estas dos grandes clasificaciones en cuatro grupos que consideramos los más importantes y que son:

- Área de vida
- Área de gastos médicos
- Área de automóviles
- Área de siniestros daños

Dentro de la subdivisión comentada en el párrafo anterior, el “área de siniestros daños” es el que específicamente vamos a tratar en este estudio ya que es el que directamente ocasiona la intervención de una gran cantidad de las diferentes ramas de las Ingenierías existentes y en especial a nuestra rama que es la Ingeniería Civil, ya que en esta área están incluidos los daños por fenómenos naturales los cuales son los que más impactan en el medio asegurador y en los que mayormente se requiere la intervención de las Ingenierías, entre otras la Ingeniería Civil.



Los principales fenómenos naturales que generalmente causan siniestros catastróficos y que en el siguiente capítulo se describirán son:

- Huracanes
- Inundaciones
- Sismos
- Incendios

*La participación de la Ingeniería Civil en siniestros causados por los fenómenos anteriormente mencionados, es de fundamental importancia para las compañías de seguros, puesto que las disciplinas que maneja esta profesión abarcan desde el análisis causante de daño hasta la evaluación económica del daño.*



## CAPITULO I

### I.- PRINCIPALES FENÓMENOS QUE ORIGINAN SINIESTROS

#### I. I SISMOS

##### I.I.I ORIGEN DE LOS SISMOS.

Porque ocurren los sismos.- Alfred Von Humboldt fue el primero en establecer una relación entre las fallas geológicas y los sismos, sin embargo, esta teoría no fue universalmente aceptada entonces R. Mallet, quien hizo el primer estudio científico de un sismo (el de Nápoles de 1857), aunque propuso que la corteza podía romperse por tensión como una barra de hierro, no descartaba un origen explosivo.

Primer modelo heurístico.- Adoptado el modelo de Reid, y a reserva de tratar mas adelante en detalle este tema, podemos decir heurísticamente (de una manera informal que propicia el descubrimiento) que los sismos ocurren cuando las rocas no soportan los esfuerzos a los que están sometidas y se rompen súbitamente, liberando energía elástica en forma de ondas sísmicas.

A continuación, explicaremos que son los esfuerzos, como son producidos, que es la energía elástica asociada con ellos y que son las ondas. Para ello necesitamos hablar brevemente de una de las ramas de la física; la mecánica que estudia cuerpos solidos algunos de ellos con propiedades elásticas.

Cuando aplicamos una fuerza a un cuerpo en reposo, cada punto de este cambia de lugar respecto al cual se encontraba originalmente, este cambio de posición se llama desplazamiento. Si todos los puntos del cuerpo se desplazan de la misma manera, este no cambia de forma, pero si cada punto lo hace de manera diferente, el material se deforma, así llamamos deformación al cambio de desplazamiento de cada punto del cuerpo respecto a los puntos que lo rodean. Si al dejar de aplicar la fuerza el material recobra su forma original decimos este es elástico, si no recobra su forma original que es plástico. Un material totalmente plástico no puede almacenar energía elástica, por lo tanto, los sismos se deben al comportamiento elástico de la Tierra.

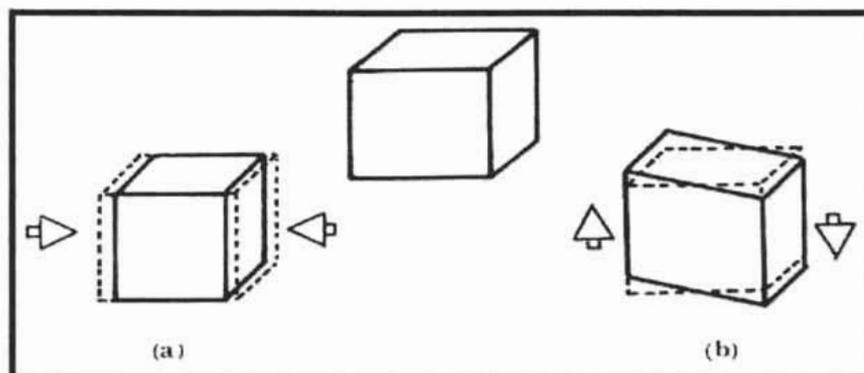


Figura I.I a) Cubo en compresión y b) en cortante



Si aplicamos un esfuerzo a un material elástico, este se deformara de tal manera que la deformación será proporcional al esfuerzo: a mayor esfuerzo, mayor deformación, esta relación se conoce como ley de Hooke.

Otra limitación de la elasticidad de los materiales naturales es que no toda la energía usada para deformarlos se guarda como energía potencial, parte de esta, se gasta en procesos disipativos como es el de sobreponer a la fuerza de fricción, la cual se opone al movimiento, y disipa energía en forma de calor. De no existir esta disipación, las ondas sísmicas viajarían permanentemente a través de la Tierra.

## **I.I.II SISMOLOGÍA**

La sismología es la ciencia que estudia todo lo referente a los sismos, la fuente que los produce (localización, orientación, mecanismo, tamaño, etc.), las ondas elásticas que generan (modo de propagación, dispersión, amplitudes, etc.) y el medio físico que atraviesan dichas ondas.

El estudio de la fuente sísmica incluye el estudio de las causas, así como el de los procesos que se presentan en ella, y es importante para elaborar modelos realistas que ayuden a la predicción de sismos.

Por su parte, el estudio de las ondas sísmicas es importante porque además de que de ellas depende el tipo de daños que causan un sismo nos dan información acerca de lo que esta ocurriendo en la fuente y del medio material que han atravesado.

El estudio del medio es importante porque nos permite conocer como esta constituido el planeta sobre cuya superficie vivimos, tanto a pequeñas como a grandes profundidades, conocer el medio permite localizar correctamente los sismos y estudiar las ondas que generan.

Cada aspecto de la sismología esta relacionada con otros aspectos de esta ciencia y de otras ciencias complementarias. En su estudio se aplican técnicas de muchas otras disciplinas como son física, matemáticas, computación, química, etc.

## **I.I.III RUPTURA SÍSMICA**

La ruptura sísmica.- Parte de la energía elástica que estaba almacenada en forma de esfuerzo en la roca deformada como la que se almacena en un resorte comprimido se gasta en crear la falla, romper la roca y vencer la fricción entre ambas caras de la fractura que trata de frenar el movimiento, otra parte puede permanecer en las rocas y el resto se libera en forma de ondas sísmicas, esta energía liberada, llamada energía sísmica, es la que viaja a veces atravesando la Tierra entera y causando daños aun en lugares alejados de la zona de ruptura y se conoce como sismo. La energía liberada por los sismos mas grandes es enorme del orden de  $10^{25}$  elevado a la 25 potencia ergs, es 100 000 veces mayor que la bomba atómica de 20 kilotones que destruyo Hiroshima.

La energía total gastada durante el sismo depende del corrimiento promedio en la falla, del tamaño (área) y del nivel promedio de esfuerzos en ella. Solamente una fracción de esta energía (no se sabe que tanto pero posiblemente sea del orden de 1% y dependa de la velocidad de ruptura) es radiada en forma de ondas sísmicas, por lo que el nivel promedio de esfuerzos determinado a partir de  $E_s$  y de  $M_0$  es solo un limite inferior para la energía total.

Las concentraciones de esfuerzo pueden ocurrir donde una asperidad (una zona con resistencia a la ruptura mucho mayor que la del material que la rodea haya resistido mientras se rompía el material de su alrededor. Al romperse el sitio donde hay una gran concentración de esfuerzo, el callamiento, con su consiguiente corrimiento produce concentración de esfuerzo en los bordes de la ruptura que, si son mayores de lo que puede soportar la roca, hacen que la falla se propague, esto es que crezca y continué creciendo hasta que las concentraciones de

esfuerzo que produce ya no sean lo suficientemente grandes para romper la roca creando una nueva superficie de falla.

Como las propiedades de la roca y las concentraciones de esfuerzo cambian de lugar a lugar, los grandes sismos, que rompen áreas grandes, tienen generalmente fuentes más o menos complicadas. En virtud de que no se rompe toda el área al mismo tiempo, sino que la ruptura se propaga y lo hace, aparentemente, a velocidades cercanas a las de ondas de cizalla, tarda cierto tiempo, llamado *tiempo de ruptura*, en alcanzar su extensión total. La función que describe la manera como se propagó la ruptura durante este tiempo es llamada *función temporal de fuente*. La ruptura puede ser gradual y continua y generar ondas de periodo largo, o puede ser como una sucesión de sismos más pequeños y generar ondas que presentan vibraciones muy rápidas (esto es, altas frecuencias, las cuales serán discutidas en el siguiente capítulo), dependiendo, posiblemente, del tamaño y número de las asperidades.

Se ha observado que estas características son distintas para diferentes regiones de la Tierra.

Las funciones de fuente de los sismos de Michoacán de septiembre 19 y 20 de 1985 duraron 61 y 15 segundos, respectivamente; el primer evento (el más grande) estuvo compuesto por dos subeventos, cada uno de 17 segundos, que ocurrieron con 27 segundos de separación. Esta es una razón por la cual el mismo liberó energía durante un tiempo largo, lo cual probablemente fue, como veremos más adelante, uno de los factores que contribuyeron a que causara tantos daños en la ciudad de México.

La figura I.II muestra las áreas de ruptura ( $170 \times 50 \text{ km}^2$  y  $66 \times 33 \text{ km}^2$ , respectivamente) de estos sismos; los epicentros están indicados por asteriscos. También se indican las áreas rotas por otros sismos cercanos: Colima (1973), Playa Azul (1981) y Petatlán (1979). Aparentemente, la ruptura del sismo del 19 de septiembre, habiendo comenzado en el hipocentro, se propagó principalmente hacia el sureste; casi se detuvo al alcanzar la zona rota previamente en 1981, pero logró continuar, terminando de romper, durante el segundo subevento, el resto del área indicada. Durante los días siguientes al 19 se observó muy poca actividad sísmica en la región rota por el sismo de 1981; lo que indica un bajo nivel de esfuerzos en esa área.

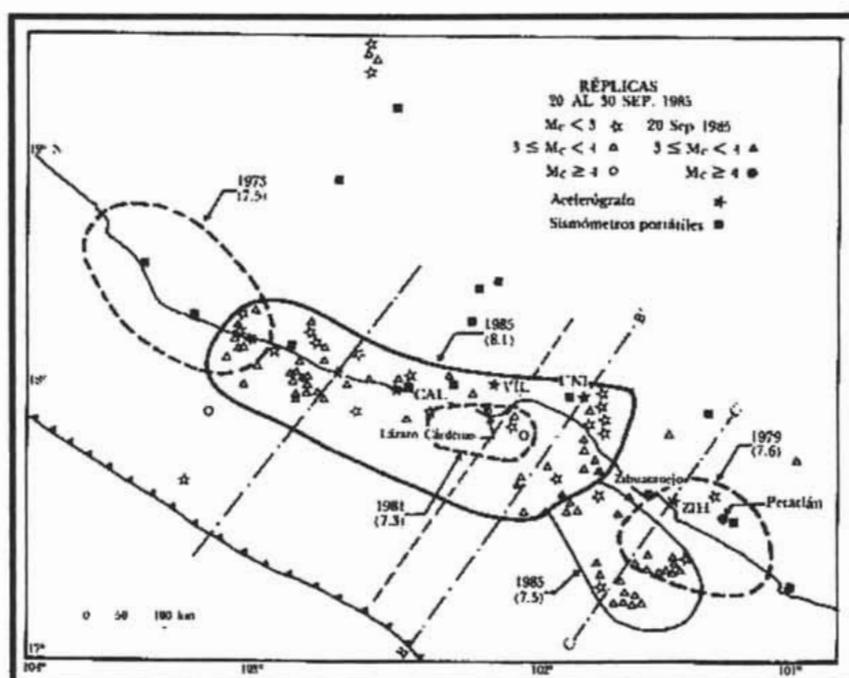


Figura I.II Áreas de ruptura y réplicas de los sismos de Michoacán de septiembre de 1985.



El sismo del 20 de septiembre comenzó su ruptura cerca de donde terminó el evento principal, y continuó hacia el sureste, rompiendo un área de la región costera rota previamente por el sismo de 1979, pero menos tierra adentro; esto indica que la ocurrencia de un sismo (en este caso el de 1979) no indica que una región costera no pueda producir más sismos en un futuro próximo, a menos que el sismo haya roto completamente su zona sismogénica.

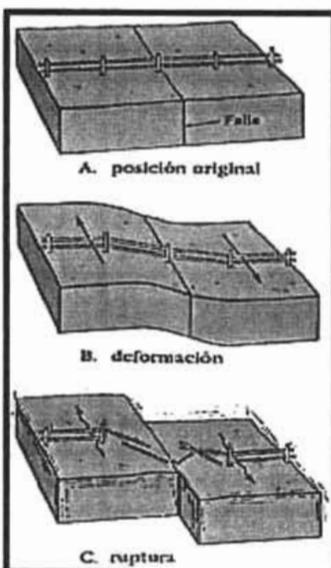
#### I.I.IV COMPORTAMIENTO DE LOS SISMOS

Cuando se aplican esfuerzos sobre una roca esta se deforma acumulando en su interior energía elástica de deformación, la cual hace que, si dejamos de aplicar los esfuerzos, la roca recobre su forma original; esto se conoce como comportamiento elástico de las rocas. Si mantenemos los esfuerzos aplicados sobre la roca durante mucho tiempo (decenas de miles de años), la roca se deforma permanentemente, lo que se conoce como comportamiento plástico.

Una roca se comporta elásticamente mientras las deformaciones producidas por el esfuerzo aplicado sean relativamente pequeñas. Si el esfuerzo aplicado es tan grande que produce deformaciones demasiado grandes, la roca se rompe y se dice que falla; esta ruptura (callamiento) es súbita y ocurre a lo largo de planos llamados planos de falla.

Al parecer un plano que esta relativamente libre de esfuerzos el material localizado a ambos lados de este, puede desplazarse con libertad y la roca vuelve a tomar aproximadamente su forma original en forma súbita, y este movimiento repentino de grandes masas de roca produce ondas elásticas, conocidas como ondas sísmicas, que viajan unas a través de y otras por la superficie de la Tierra, dando lugar a un sismo. Sismo es el término técnico para referirse a todos los temblores de tierra.

En la figura I.III, se presenta una esquematización de este modelo, en la cual observamos desde arriba un terreno sobre el cual actúan esfuerzos indicados por las flechas gruesas, en a) vemos el estado inicial del terreno sin deformar, sobre el cual se construye una carretera recta (banda horizontal). Al pasar el tiempo el terreno se deforma como se muestra en b) donde la forma que ha tomado la carretera (originalmente recta) refleja la deformación, en este momento se traza una segunda carretera recta (líneas horizontales). En c) ha ocurrido una ruptura a lo largo de un plano vertical que interfecta a la superficie.



La ruptura comienza en un punto y de allí se propaga, esto es, se extiende a puntos cercanos y de allí a otros hasta romper todo el plano de falla; este proceso se lleva a cabo en cuestión de fracciones de segundo en el caso de sismos pequeños y puede durar minutos enteros cuando se trata de grandes terremotos. La posición del punto inicial de una ruptura sísmica se llama hipocentro y el punto de la superficie terrestre situado arriba de este, se llama epicentro; al volumen de roca cuyo desplazamiento causó el sismo y dentro del cual se encuentra la falla, se le llama fuente o foco sísmico.

Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; la causa principal y responsable de la mayoría de los sismos (grandes y pequeños) es la ruptura y fracturamiento de las rocas en las capas más exteriores de la tierra. Como resultado d un proceso gradual de acumulación de energía debido a los fenómenos geológicos que deforman la superficie de la tierra, dando lugar a las grandes cadenas montañosas.

Figura I.III Modelo de esquematización



En el interior de la tierra ocurre un fracturamiento súbito cuando la energía acumulada excede la resistencia de las rocas. Al ocurrir la ruptura, se propagan (en el interior de la tierra) una serie de ondas sísmicas que al llegar a la superficie sentimos como un temblor. Generalmente, los sismos ocurren en zonas de debilidad de la corteza terrestre que llamamos fallas geológicas. Existen también sismos menos frecuentes causados por la actividad volcánica en el interior de la tierra, y temblores artificiales ocasionados por la detonación de explosivos. El sitio donde se inicia la ruptura se llama foco y su proyección en la superficie de la tierra, epicentro (Figura I.IV)

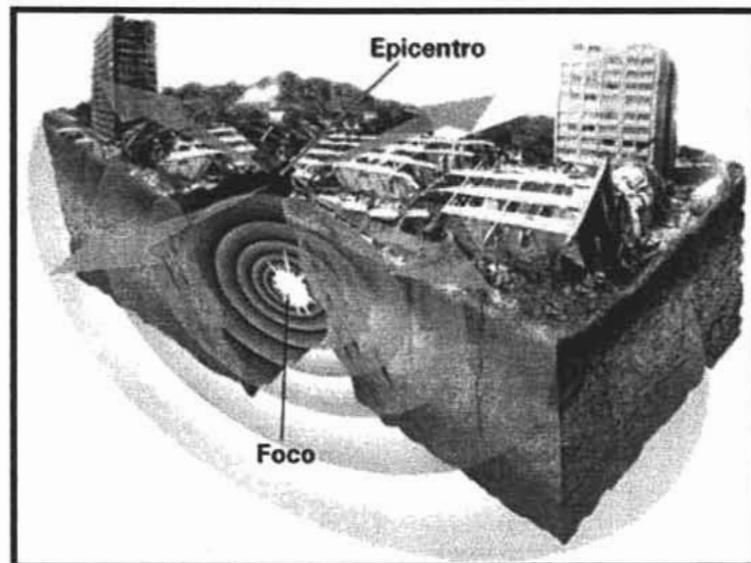


Figura I.IV Vista de epicentro y Foco en el sismo

El fenómeno sísmico es similar al hecho de arrojar un objeto a un estanque de agua. En ese caso, la energía liberada por el choque de dicho objeto con la superficie del agua se manifiesta como un frente de ondas, en este caso circular, que se aleja en forma concéntrica del punto donde cayó el objeto. En forma similar, las ondas sísmicas se alejan del foco propagándose por el interior de la tierra, produciendo vibraciones en la superficie. Por ejemplo, el sismo del 19 de septiembre de 1985, cuyo epicentro se ubicó en la costa de Michoacán, fue sentido a distancia de hasta 1 000 Km. del epicentro.

## I.I.V ONDAS SÍSMICAS

Ondas sísmicas. - Si se piensa un poco en como influye el movimiento del terreno situado a los lados de la falla en las rocas vecinas, se puede visualizar que empuja al terreno que se encuentra en la dirección en que se mueve (compresión), jala al que se encuentra en la dirección contraria (dilatación) y arrastra al que se encuentra en una dirección perpendicular a estas (corte o cizalla). Esta interacción produce dos tipos de ondas: una de tipo compresional llamada onda P (de primaria por ser la más rápida) y otra de tipo cizalla, llamada onda S (de secundaria, pues es más lenta que la P). Estas ondas son denominadas ondas de cuerpo pues viajan a través de los cuerpos (en este caso, de la Tierra). Existen dos tipos de ondas superficiales, la más lenta es la llamada Rayleigh, que al pasar produce en el piso movimientos verticales y horizontales paralelos a la dirección en que viaja. La otra es la onda de Love, cuya velocidad es intermedia entre la S y las de Rayleigh, y que produce solamente movimientos horizontales perpendiculares a la dirección de propagación.

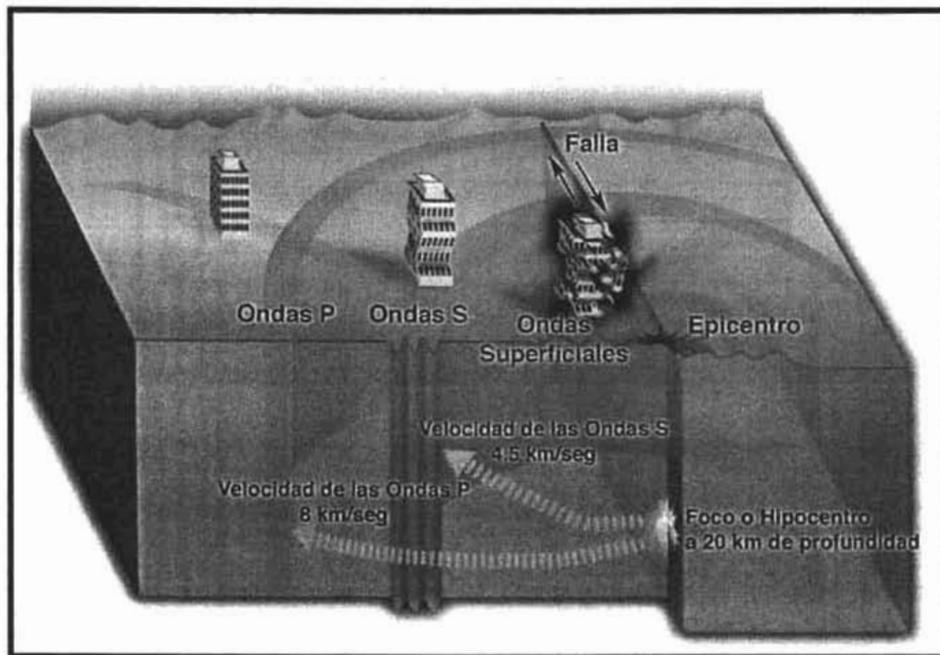


Figura 1.V Tipos de ondas presentadas en un sismo.

**Ondas P.** Las ondas *compresionales* son las que se transmiten cuando las partículas del medio se desplazan en la dirección de propagación, produciendo compresiones y dilataciones en el medio. Esto es fácil de visualizar si pensamos en un resorte colocado en la figura 1.V Si comprimimos un extremo del resorte (a) y luego lo soltamos, el material comprimido se extiende en la dirección indicada por la flecha pequeña, comprimiendo al material que está junto a él (b). Esa compresión y la dilatación (extensión) correspondiente viajan en la dirección indicada por las flechas gruesas, que es la misma (aunque puede variar el sentido) del desplazamiento de las partículas.

Ésta es la más veloz de todas las ondas sísmicas (más de 5 km/s en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y alcanza más de 11 km/s en el interior de la Tierra) y, por lo tanto, es la primera en llegar a cualquier punto, en ser sentida y en ser registrada en los sismo gramas, por lo que se llamó onda *Primera* o *Primaria* y de allí el nombre de P (en inglés se asocia también con *push* que significa empujón o empujar).

**Ondas S.** Las ondas de *corte* o de *cizalla*, llamadas *ondas S*, son aquéllas en las cuales las partículas del medio se desplazan perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que están asociadas con deformaciones del terreno de tipo de cizalla. Podemos visualizarlas si pensamos en las ondas que viajan por una cuerda tensa (Figura 1.VI) y movemos uno de sus extremos perpendicularmente a ella (a). Cada partícula de la cuerda se mueve, hacia arriba o hacia abajo en la dirección indicada por las flechas pequeñas, jalando a sus vecinas; de manera que la onda viaja en la dirección de la cuerda (indicada por la flecha grande) perpendicularmente a la dirección del desplazamiento de cada pedazo de cuerda (b-c).

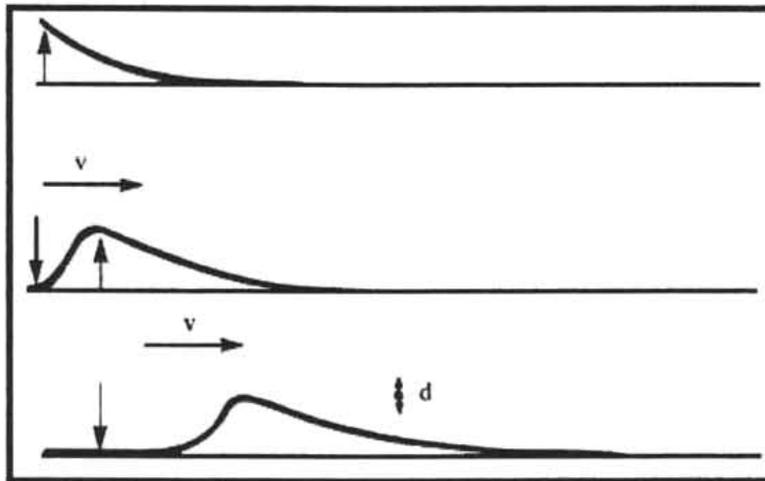


Figura I.VI Onda de cizalla propagándose con velocidad  $v$  a lo largo de una cuerda. El desplazamiento de las partículas de la cuerda se da en las direcciones indicadas por  $d$ .

La onda S es más lenta que la onda P. En una amplia gama de rocas su velocidad,  $V_s$ , es aproximadamente igual a la velocidad de la onda P,  $V_p$ , dividida entre  $\sqrt{3}$  (esto es conocido como *condición de Poisson*). Como la onda S es la segunda en llegar se le llamó *Secundaria*, y de allí su nombre (en inglés se asocia con *shake*, que significa sacudir).

Como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes, las ondas S no se propagan a través de ellos.

El desplazamiento de las partículas en el terreno durante el paso de la onda puede ser en cualquier dirección perpendicular a la de propagación; pero, a veces, pueden desplazarse en una sola dirección, en cuyo caso se dice que las ondas están *polarizadas*. La componente vertical de la onda S se denota a menudo por SV, mientras que la componente horizontal se denota por SH (Figura I.VII).

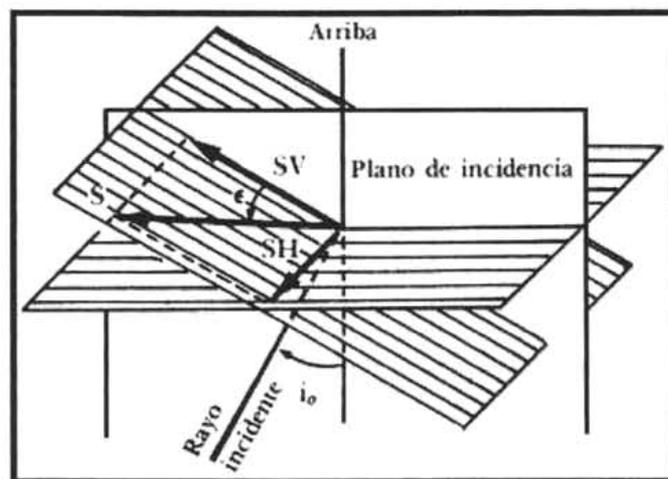


Figura I.VII. La onda S y sus componentes SV y SH.



Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la onda P, y se siente más fuerte que ésta.

*Ondas convertidas.* Cuando una onda de cuerpo que viaja a través de un medio incide sobre una interfase (una superficie) que lo separa de otro medio con distintas propiedades elásticas, como se indica en la figura I.VII, en general parte de la energía es transmitida al segundo medio y parte es reflejada.

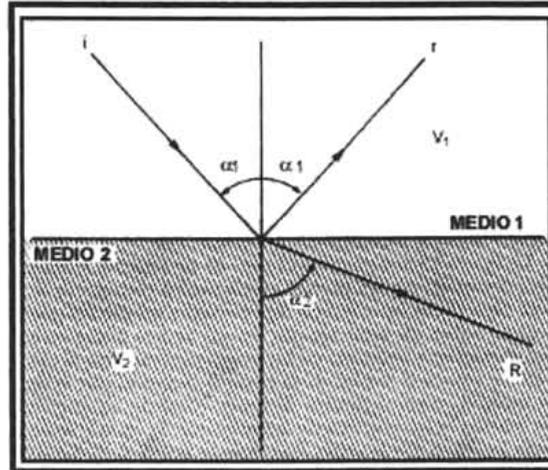


Figura I.VIII rayo incidente, r rayo reflejado, R rayo refractado.

Si pensamos en una línea perpendicular a la interfase (la *normal*), y medimos los ángulos  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  que forman los distintos rayos con ella, podemos ver que están relacionados según la siguiente fórmula, conocida como *ley de Snell*:

$$\text{sen } \alpha_1 / \text{sen } \alpha_2 = V_1 / V_2$$

Donde  $V_1$  es la velocidad (P o S) del rayo en el primer medio y  $V_2$  su velocidad en el segundo medio. La aplicación de la ley de Snell nos permite saber cómo se comportan los rayos sísmicos cuando encuentran alguna de las discontinuidades que presenta la Tierra y que serán vistas someramente más adelante; veremos los nombres que se aplican a las ondas de cuerpo según la trayectoria que hayan recorrido.

La ley de Snell nos dice que si un rayo pasa de un medio de menor velocidad a otro de mayor velocidad se aleja de la normal, mientras que si pasa de un medio de mayor a otro de menor velocidad se acercará a ella. En particular, cuando  $\text{sen } \alpha_2 = 1$  el ángulo de refracción es de  $90^\circ$ , y el rayo, llamado *críticamente refractado* viaja por el medio inferior, paralelamente a la interfase.

## I.I.VI SISMICIDAD MUNDIAL

Sismicidad mundial.- Se llama sismicidad a la actividad sísmica en un lugar determinado, los observatorios sismológicos rutinariamente localizan el hipocentro de los sismos, determinan sus magnitudes. En la figura I.IX, se muestra la sismicidad mundial registrada durante 1961-1967, los puntos representan epicentros y su tamaño,

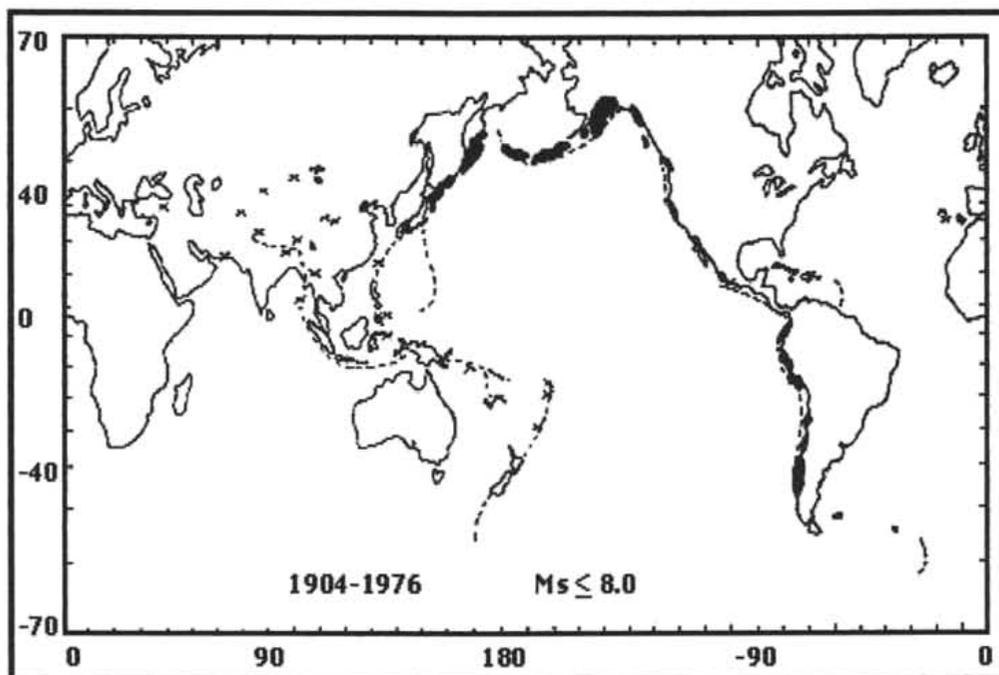


Figura I.IX

Es evidente que los sismos no están distribuidos en forma uniforme sobre la Tierra, sino en bandas que en su mayoría coinciden con las orillas o con las partes medias de los océanos. En algunas zonas continentales alejadas de los océanos la sismicidad coincide con regiones montañosas, como en los Alpes y los Himalayas

En las trincheras oceánicas la sismicidad es somera cerca de ellas, y se hace cada vez más profunda conforme se adentra bajo el continente, estas zonas inclinadas de sismicidad son llamadas zonas de Benioff-Wadati, y es en ellas donde ocurren los sismos más profundos.

### I.I.VII MEDICIÓN DE SISMOS

La vibración de la tierra debida a la ocurrencia de un temblor se observa experimentalmente con el auxilio de sismógrafos: instrumentos sumamente sensibles a los movimientos de la superficie de la tierra. Los primeros sismógrafos fueron construidos a finales del siglo pasado, empleando un sistema puramente mecánico. En la actualidad, estos se han modificado y perfeccionado, aunque el principio básico de operación es el mismo: una masa suspendida de un resorte sostenido por un soporte empotrado en el suelo. Cuando el suelo se mueve por el paso de las ondas sísmicas, también se mueve el soporte. Sin embargo, la inercia de la masa que ésta permanece "estable" en su sitio, permitiéndonos medir así el desplazamiento relativo entre la masa y el suelo (figura I.X)

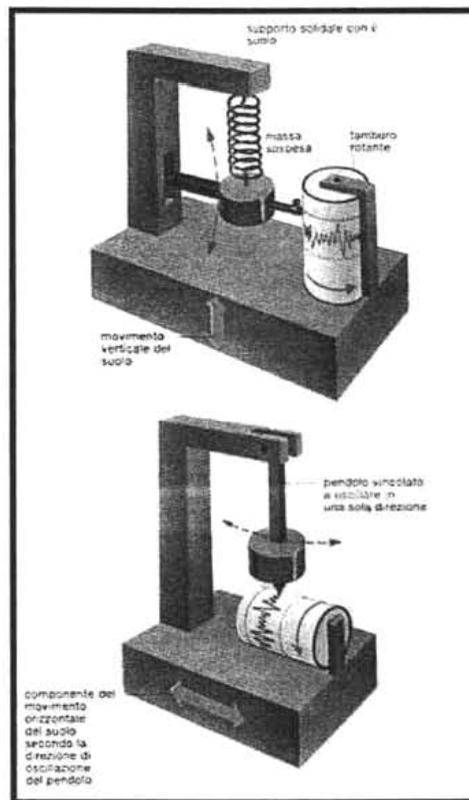


Figura 1.X Principio básico de operación y registro de un sismógrafo que mide el desplazamiento vertical del terreno.

Normalmente, el desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo es tan pequeño que es necesario amplificarlo para poder medirlo. Inicialmente, la amplificación se hacía mecánicamente, por medio de palancas; en la actualidad se lleva a cabo electrónicamente y los instrumentos modernos amplifican el movimiento del terreno centenas de miles de veces. Una vez amplificado el movimiento del suelo, éste se registra en papel o en una cinta magnética. El registro obtenido en esta forma se llama sismograma. Además, los sismógrafos cuentan con un preciso control de tiempo que se inscribe directamente sobre los sismogramas para identificar exactamente el tiempo de llegada de las diferentes ondas sísmicas que arriban a una estación sismológica.

El diseño y construcción de los sismógrafos se ha perfeccionado notablemente; en la actualidad existen redes sísmicas de detección, transmisión y registro de temblores que envían las señales detectadas por medio de radio, microondas o satélite a grandes distancias. Este tipo de redes permite estudiar la sismicidad de una amplia zona o de una región de difícil acceso.

## I.I.VIII LOCALIZACIÓN DE EPICENTROS, SU INTENSIDAD Y MAGNITUD

### Determinación de epicentros

Como las ondas sísmicas viajan a diferentes velocidades, las diferencias de tiempo de arribo entre las ondas P y S registradas en una estación sismológica están en función directa de su distancia al sitio donde ha ocurrido el temblor. Por ejemplo, para distancias regionales la diferencia en segundos entre el tiempo de arribo de las ondas P ( $t_p$ ) y las ondas S ( $t_s$ ) multiplicada por ocho, nos da la distancia aproximada al epicentro en kilómetros [ distancia  $\sim 8 \times (t_s - t_p)$  ]. Sin embargo, es obvio que los datos de una sola estación no bastan para

determinar el epicentro del sismo, puesto que la diferencia ( $t_s - t_p$ ) nos da la distancia, pero no la dirección; es necesario contar con un mínimo de tres estaciones sismológicas que registren el temblor para poder estimar la ubicación del epicentro.

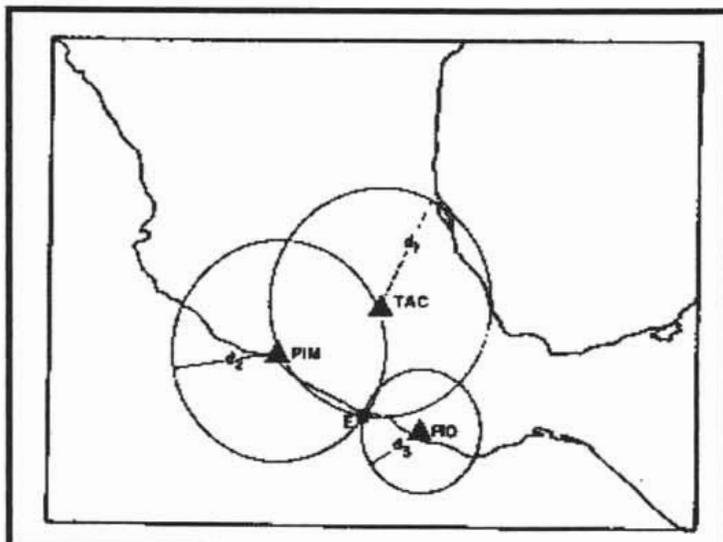


Figura I.XI Conociendo la distancia ( $d$ ) de una estación sismológica al epicentro, ésta puede representarse como un círculo de radio  $d$  con centro en dicha estación. Si contamos con observaciones al menos en tres estaciones, el punto de intersección ( $E$ ) de los círculos corresponde al epicentro. En la figura se representa el ejemplo de un sismo en las costas de Guerrero, localizado mediante registros de las estaciones: Tacubaya, D.F. (TAC); Presa Infernillo, Mich. (PIM); y Pinotepa Nacional, Oax. (PIO).

En términos generales, la localización es relativamente simple: basta ubicar las estaciones sismológicas en un mapa y trazar para, para cada una de ellas, un círculo cuyo radio sea igual a la distancia de la estación al epicentro que se ha calculado con base en las diferencias de llegada de las ondas P y S. El punto o región donde se interceptan los círculos trazados es el epicentro (Figura I.XI) En la práctica, el procedimiento para localizar epicentros en los observatorios sismológicos es más complicado, pues debe tomarse en consideración la estructura interna y la esfericidad de la tierra. Las localizaciones epicentrales se hacen rutinariamente por medio de una computadora, aunque el principio general es el mismo ya descrito.

### Escalas de intensidad

Los primeros intentos que se hicieron para catalogar y cuantificar los temblores se basaron en su poder destructivo, haciendo estudios descriptivos de los daños ocasionados por ellos. A finales del siglo pasado, el sismólogo italiano de-Rossi y el suizo forel propusieron la escala de intensidad de diez grados conocida como Rossi-Forel, para catalogar los daños producidos por los sismos. Posteriormente, el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli propuso en 1902 una escala de doce grados.

Actualmente existen varias escalas de intensidad usadas en el mundo. En México, la más frecuentemente utilizada es la Escala de Intensidades de Mercalli Modificada (MM), que fue abreviada por Charles Richter en 1956, tomando como base la escala original de Mercalli. Para indicar la intensidad se ha convenido el uso de números romanos. La intensidad de grado II (MM) en esta escala corresponde a temblores sentidos únicamente en circunstancias especialmente favorables pero que generalmente pararían desapercibidos. La intensidad máxima de XII implica que hubo destrucción total, se observaron objetos que fueron arrojados al aire y se pudo apreciar el movimiento ondulatorio del suelo a simple vista. En la tabla 1 se reproduce la Escala de Intensidades Modificadas de Mercalli.

Los sismólogos usan la escala de magnitud para representar la energía sísmica liberada por cada terremoto. A continuación se presenta una tabla con los efectos típicos de los terremotos en diversos grados de magnitud



<b>Magnitud en escala Richter</b>	<b>Efectos del terremoto</b>
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado.
3.5-5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores.
5.5-6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios.
6.1-6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas donde vive mucha gente.
7.0-7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños.
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas

Aunque cada terremoto tiene una magnitud única, su efecto variará grandemente según la distancia, la condición del terreno, los estándares de construcción y otros factores. Los sismólogos usan diferentes valores de la escala de Intensidad Mercalli para describir los distintos efectos de un terremoto.

De estas descripciones se puede constatar que las escalas de intensidad representan únicamente una medida del poder destructivo de un temblor o de los efectos que éste tuvo sobre seres humanos y edificaciones en un lugar determinado. Para un sismo es claro que la intensidad puede variar notablemente de un sitio a otro, dependiendo de la distancia al epicentro y de las condiciones geológicas locales. En el caso del sismo del 19 de septiembre, las intensidades variaron dentro del mismo Valle de México desde el grado V en la periferia, alcanzando intensidades de hasta grado IX en el centro de la ciudad, debido a los suelos blandos del antiguo lago. Es evidente, por tanto, que la intensidad es una medida relativa que nos da una idea de la severidad con que manifestaron los sismos en diversos sitios, pero no cuantifica la energía liberada de la fuente; con éste último fin se desarrolló la escala de magnitud.

### **La escala de magnitud**

Muy pronto se hizo evidente que la intensidad, si bien es útil para describir los efectos de un terremoto, no es un parámetro apropiado para describir la cuantía o magnitud de un sismo al ocurrir un fracturamiento en el interior de la tierra. Para dar una idea más clara del problema de medir la cuantía a de un sismo, podemos tomar el siguiente ejemplo: el sismo de Managua en 1972 causó la muerte de 5000 personas y ocasionó daños materiales por 1 300 millones de dólares, mientras que el gran terremoto de Alaska en 1964, que fue casi treinta veces mayor en energía liberada, ocasionó la muerte de 131 personas y daños por 1 020 millones de dólares. ¿Como, entonces, discriminar entre temblores grandes y pequeños?

Fue hasta 1931 cuando el sismólogo japonés Wadati observo, al comparar los sismogramas de diferentes temblores, que la amplitud máxima de las ondas sísmicas registradas parecía proporcional a la dimensión del sismo. Este concepto fue posteriormente desarrollado en 1935 por Charles Richter quien, estableciendo analogías con la medida de brillantez de las estrellas en astronomía, emplea por primera vez el término magnitud para catalogar los temblores. La escala original de Richter tomaba las amplitudes máximas de ondas superficiales de sismos ocurridos a distancia cortas para calcular lo que él denominó magnitud local o magnitud ML. Posteriormente, el uso de la escala original de magnitudes de Richter se extendió para calcular magnitudes a grandes distancias, utilizando las amplitudes máxima de ondas P (mb) o de ondas superficiales (MS). El sismo del 19 de septiembre por ejemplo, tuvo un valor de magnitud de 8.1 en la escala MS.



La selección de la escala de magnitud más adecuada depende de la magnitud del sismo y de la distancia a la cual se encuentre las estaciones sismológicas. Para evitar confusiones, sin embargo, la información de magnitud ofrecida al público se da generalmente sin especificar que tipo de escala se utilizó. Algunas veces se crean situaciones confusas, pues se reportan diversos valores de magnitud para un mismo sismo. Esto resulta porque muchas veces ML, mb y Ms no tienen valores idénticos para un mismo sismo.

Vamos a observar la energía de nuestros dos casos, de algunos terremotos y otros fenómenos en la siguiente tabla; para esto usaremos una unidad de energía mayor: la cantidad de energía producida del explosivo "TNT".

ESCALA DE INTENSIDAD MERCALLI MODIFICADA	ACELERACION DEL TERRENO		MAGNITUD M	ENERGIA TNT EQUIVALENTE		INCIDENCIA ANUAL ESPERADA
	cm seg	g		Ergios	toneladas métricas	
I Detectado sólo por instrumentos sensibles						
II Percibido por unas pocas personas en descenso, especialmente en pisos altos; objetos livianos suspendidos pueden oscilar	2			10		
	3			18		
				10	20	
III Percibido notoriamente en el exterior pero no siempre reconocido como un temblor; los autos estacionados se mecen levemente; vibración como la que produce un camión	4		M-3	18		
	5	.005g		18		
	6			10		
	7		CLASE E	17		49.000
IV Percibido en interiores por muchos y en el exterior por pocos; algunos despiertan de noche; suenan ventanas, platos, puertas; los automóviles se mecen notoriamente	8			10	600	
	9	.01g	M-4	18		
V Percibido por la mayoría de las personas; rotura de algunos platos y ventanas; se raja el empujador; algunos objetos altos son afectados	10			10		6.200
	20			18		
VI Percibido por todo el mundo; muchos salen fuera de la casa asustados; se desprende el empujador de las paredes y techos, caen algunas chimeneas; daños en general leves	30			10	20.000	
	40		M-5	18		
	50			10		
	60			10		
VII Todos están corriendo afuera; los daños a edificios varían según la calidad de la construcción; sentido por conductores de autos	70			20		800
	80		CLASE D	10		
	90	.1g		10		
	100			10		
VIII Las paredes internas no portantes sufren daños; caen algunas paredes, monumentos y chimeneas; eyecciones de arena y lodo; los conductores de vehículos alterados	200		M-6	18	600.000	
	300			21		120
IX Las construcciones se mueven sobre sus fundaciones, se rajan, quedan fuera de plomo; grietas en el terreno; ruptura de tuberías subterráneas	400			10		
	500		CLASE C	22		
	600	.5g		10		
	700			22	20.000.000	
X La mayoría de las estructuras de albañilería y de pórticos destruidas; el terreno agrietado; torcedura de rieles; y deslizamientos de tierra	800			22		
	900		M-7	10		18
	1000	1g	CLASE B	23		
XI Las estructuras nuevas se mantienen de pie; los puentes destruidos; fisuras en el terreno; ruptura de tuberías, deslizamientos; y rieles torcidos	2000			10	600.000.000	
	3000		M-8	24		1
XII Daño total; se ven las ondas sobre la superficie del terreno, se desplazan los objetos en la línea de vista; algunos objetos saltan al aire	4000			10		
	5000	5g	CLASE A	24		
	6000		M-9	24	20.000.000.000	

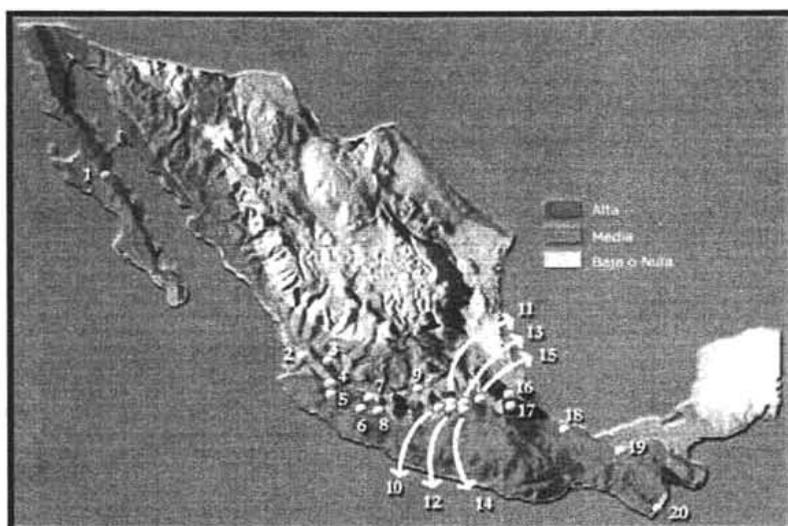
Tabla de escalas de intensidades de sismos

## II.IX EFECTOS DE LOS SISMOS

Los sismos constituyen una de las catástrofes naturales más devastadoras que existen en la tierra, llegando a causar cientos de miles de muertes y graves daños en áreas de miles de kilómetros cuadrados. Por lo que debemos tomar conciencia de la importancia de su estudio y de la necesidad de contar con una preparación adecuada para enfrentárselas.

No siempre los sismos mas grandes los de mayor magnitud son los que causan mayor numero de de desgracias. Otros factores que influyen grandemente en la cantidad de daños que produce un sismo son: la densidad de población en las regiones cercanas al lugar de ocurrencia del mismo, otro factor es la profundidad del foco del sismo, el tipo de construcción en la zona afectada y las condiciones locales del suelo; la posibilidad de que el terremoto dispare otros desastres colaterales, como inundaciones o incendios, la hora local de ocurrencia del sismo y finalmente las condiciones climáticas del tiempo.

México es uno de los países más sísmicos del mundo (figura II.1.12.), su geología refleja que gran parte de su territorio este sometido a enormes esfuerzos que causan entre otros efectos grandes sismos. Algunos de los sismos más significativos acaecidos en México en tiempos históricos son:



- |                      |                       |                   |                      |
|----------------------|-----------------------|-------------------|----------------------|
| 1.- Tres Vírgenes    | 6.- Tancitaro         | 11.- Xitle        | 16.- Cofre de Perote |
| 2.- Sangangüey       | 7.- Parícutín         | 12.- Ajusco       | 17.- Pico de Orizaba |
| 3.- Tequila          | 8.- Jorullo           | 13.- Iztacoatl    | 18.- San Martín      |
| 4.- Nevado de Colima | 9.- San Andrés        | 14.- Popocatepetl | 19.- Chichonal       |
| 5.- Volcán de Colima | 10.- Nevado de Toluca | 15.- La Malinche  | 20.- Tacaná          |

Figura I.XII. Zonas sísmicas en la República Mexicana

Jalisco, 7 de junio de 1911 (M = 8.0, Ms = 7.9) 45 muertos, daños en la ciudad de México.
Pinotepa Nacional (Oaxaca), 17 de junio de 1928 (Ms = 8.0), daños en la ciudad de México.
Jalisco, 3 de junio de 1932 (Ms = 8.2, Mw = 8.1) tsunami
Petatlan (Guerrero), 22 de febrero de 1943 (Ms = 7.5) 75 muertos
Acapulco (Guerrero), 28 de junio de 1957 (M = 7.9 Ms = 7.7), 160 muertos daños en la ciudad de México (Ángel de la Independencia caído).
Orizaba (Veracruz), 28 de agosto de 1973 (m = 6.8, M = 7.3), 600 muertos.
Petatlan (Guerrero), 14 de marzo de 1979 (M = 7.6), 5 muertos.
Huajapan de León (Oaxaca), 24 de octubre de 1980. (Mb = 7.0) 50 muertos.
Playa azul (Michoacán), 25 de octubre de 1981, (Ms = 7.3)
Ometepec (Guerrero), 7 de junio de 1982 (Ms = 6.9)
Michoacán, 19 de septiembre de 1985 (M = 8.1 Mw = 7.9-8.1) 20 000 muertos
Michoacán, 20 de septiembre de 1985 (local) (M = 7.5 Mw = 7.6)



Los dos últimos terremotos mencionados causaron daños en la región de la costa de Michoacán, Colima, y Guerrero, donde se localizaron sus fuentes; pero el mayor número de daños se registró en la ciudad de México, situada a más de 300 km de distancia de aquellas, debido entre otros factores, a la densidad de población y características locales del suelo y de las estructuras, a continuación en las siguientes figuras se muestran algunos de los daños causados por dichos terremotos.



Figura I.XIII Imagen de paso de un sismo de alta magnitud

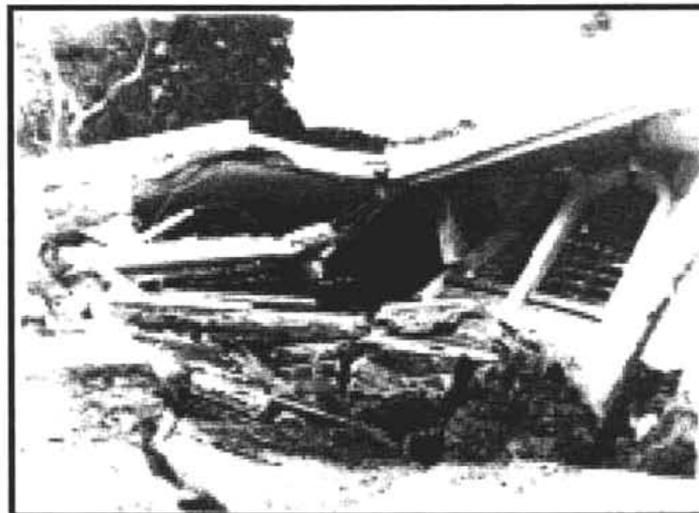


Figura I.XIV Imagen de los daños que puede causar un sismo de alta magnitud



Figura I.XV Imagen de un edificio dañado por sismo

## I.II HURACÁN

Los huracanes son los disturbios atmosféricos más poderosos que hay sobre la Tierra. La magnitud de estos fenómenos naturales puede verse en las imágenes que producen los satélites.



Figura I.XVI Imagen de Satélite del huracán Hugo

El huracán es un tipo de **ciclón tropical**, término genérico que se usa para cualquier fenómeno meteorológico que tiene vientos en forma de espiral y que se desplaza sobre la superficie terrestre.

Generalmente corresponde a un centro de baja presión atmosférica y de temperatura más alta que la que hay inmediatamente alrededor.



Tiene una circulación cerrada alrededor de un punto central.

Los ciclones tropicales se clasifican de acuerdo a la velocidad de sus vientos: **depresión tropical** (bajo las 38 mph o los 65 km/h), **tormenta tropical** (entre las 38 y las 73 mph) o **huracán** (sobre las 73 mph o 110 km/h).

#### **DEPRESIÓN TROPICAL:**

Ciclón tropical en el que el viento medio máximo a nivel de superficie del mar (velocidad promedio en un minuto) es de 62 km/h o inferior.

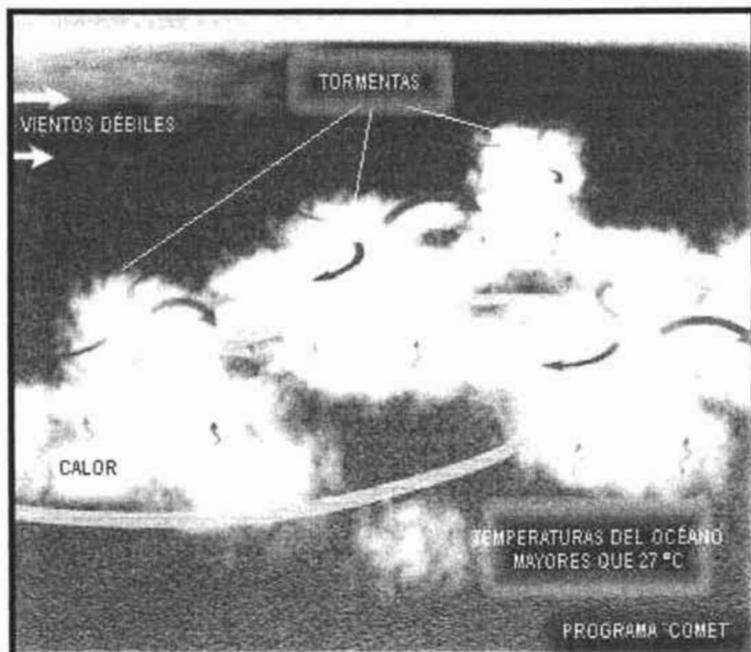
#### **TORMENTA TROPICAL:**

Ciclón tropical bien organizado de núcleo caliente en el que el viento promedio máximo a nivel de la superficie del mar (velocidad promedio en un minuto) es de 63 a 67 km/h.

#### **HURACÁN:**

Ciclón tropical de núcleo caliente en el que el viento máximo promedio a nivel del mar (velocidad promedio en un minuto) es de 118 km/h o superior.

### **I.II.I CÓMO SE ORIGINA UN HURACÁN**



El huracán funciona como una máquina sencilla de vapor, con aire caliente y húmedo proveyendo su combustible.

Cuando los rayos del sol calientan las aguas del océano, el aire húmedo se calienta, se expande y comienza a elevarse como lo hacen los globos de aire caliente. Más aire húmedo reemplaza ese aire y comienza ese mismo proceso de nuevo.

Figura I.XVII Grafica de como se forma un Huracán.



### Tiene que haber ciertos elementos presentes para que se forme un huracán:

<b>1. TEMPERATURA SUPERIOR A LOS 80 F:</b>	A esa temperatura, el agua del océano se está evaporando al nivel acelerado requerido para que se forme el sistema. Es ese proceso de evaporación y la condensación eventual del vapor de agua en forma de nubes el que libera la energía que le da la fuerza al sistema para generar vientos fuertes y lluvia. Y como en las zonas tropicales la temperatura es normalmente alta, constantemente originan el segundo elemento necesario:
<b>2. HUMEDAD:</b>	Como el huracán necesita la energía de evaporación como combustible, tiene que haber mucha humedad, la cual ocurre con mayor facilidad sobre el mar, de modo que su avance e incremento en energía ocurre allí más fácilmente, debilitándose en cambio al llegar a tierra firme.
<b>3. VIENTO:</b>	La presencia de viento cálido cerca de la superficie del mar permite que haya mucha evaporación y que comience a ascender sin grandes contratiempos, originándose una presión negativa que arrastra al aire en forma de espiral hacia adentro y arriba, permitiendo que continúe el proceso de evaporación. En los altos niveles de la atmósfera los vientos deben estar débiles para que la estructura se mantenga intacta y no se interrumpa este ciclo.
<b>4. GIRO o "spin":</b>	La rotación de la tierra eventualmente le da movimiento en forma circular a este sistema, el que comienza a girar y desplazarse como un gigantesco trompo. Este giro se realiza en sentido contrario al de las manecillas del reloj en el hemisferio norte, y en sentido favorable en el hemisferio sur.

En los niveles bajos se da la confluencia de viento que rota antihorariamente y, por el contrario, en los niveles altos, en donde se da la salida del sistema, los vientos circulan horariamente. En esta grafica se observan las bandas de lluvia y una corriente de aire descendente en el centro del sistema, lugar donde se forma el ojo del huracán.

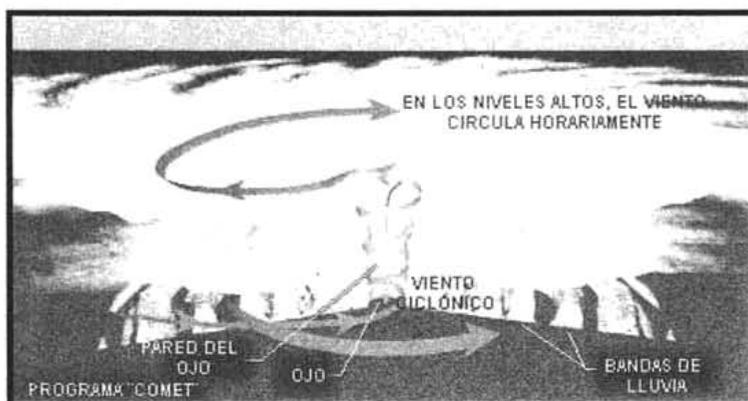


Figura I.XVIII Partes de un Huracán

### I.II.II CUANTO MIDE UN HURACÁN

Un huracán mide normalmente entre 8 y 10 km de alto y de 500 a 100 km de ancho; pero su tamaño puede variar considerablemente, los huracanes mas pequeños pueden medir solamente 40 km de diámetro y los mas grandes entre 600 y 800 km. Los huracanes mas gigantescos se forman en el océano pacifico y puede medir hasta 1700 km de diámetro.



El ojo de un huracán mide generalmente entre 25 y 35 km. Aunque puede variar mucho. El ojo de los huracanes del pacifico, donde los ciclones tienen mas agua que recorrer antes de tocar tierra, tiende a ser de los mas grandes del mundo con un diámetro aproximado de 80 km. Frecuencia: En un año normal se originan en el mundo alrededor de 60 huracanes, siendo mucho mas frecuentes en el pacifico noroeste (filipinas y Japón)

Velocidad: La velocidad de desplazamiento de un huracán es de aproximadamente 20 km/h pero puede variar de forma considerable y brusca. Un ser humano camina a un promedio de 4 a 5 km/h.

La escala Saffir-Simpson define y clasifica la categoría de un huracán en función de la velocidad de los vientos del mismo. La categoría 1 es la menos intensa (vientos de 119 a 153 km/h), la categoría 5 es la mas intensa (vientos mayores a 250 km/h) la categoría de un huracán no esta relacionada necesariamente con los daños que ocasiona, los huracanes categoría 1 o 2 pueden causar efectos severos dependiendo de los fenómenos atmosféricos que interactúan con ellos, el tipo de región afectada y la velocidad de desplazamiento del huracán.

Los huracanes de categoría 3, 4 a 5 son considerados como severos.

Escala de huracanes Saffir-Simpson			
Categoría	Vientos Sostenidos (mph)	Daños	Ejemplos
1	74-95	Mínimos	Marilyn Sept. 1995
2	96-110	Moderados	Santa Clara (Betsy) Agosto 1956
3	111-130	Extensos	San Ciprián sept. 1932
4	131-155	Extremos	Hugo (Vieques y Culebra) sept. 1989
5	sobre 155	Catastróficos	San Felipe sept. 1928

En las últimas décadas, las muertes causadas por los huracanes han disminuido considerablemente gracias a la información ofrecida por el Servicio Nacional de Meteorología y la Defensa Civil. Estas entidades han podido advertir a la población sobre el peligro que se avecina con mucha anticipación. A pesar de ello, los daños a la propiedad continúan en aumento debido al vertiginoso aumento de la población en áreas de alto riesgo.

Los daños asociados a las categorías son los siguientes:

#### Categoría 1:

Daños mínimos, vientos de 118 a 152 km/h (74 a 95 milla por hora o 64 a 82 nudos) presión barométrica mínima, igual o superior a 980 millas (735.0 Mm. de mercurio). Daños principalmente a árboles, arbusto y casa móviles que no hayan sido previamente aseguradas. Daños ligeros a otras estructuras. Destrucción parcial o total de algunos letreros y anuncios pobremente instalados. Marejadas de 1,32 m a 1,65 m sobre lo normal. Caminos y carreteras en costas bajas, inundadas. Daños menores a muelles y atracaderos. Las embarcaciones menores rompen sus amarras en áreas expuestas.

#### Categoría 2:

Daños moderados, vientos de 153 a 178 km/h (96 a 110 millas por hora o 83 a 96 nudos). Presión barométrica de 965 a 979 milibares (724.0 Mm. a 734.0 Mm. de mercurio). Daños considerables a árboles arbustos, algunos derribados. Grandes daños a casas móviles en área expuesta. Extensos daños a letreros y anuncios. Destrucción parcial de algunos techos,



puertas y ventanas. Pocos daños a estructuras y edificios. Destrucción parcial de algunos techos, puertas y ventanas, Pocos daños a estructuras y edificios. Marejadas de 1,98 m a 2,64 m sobre lo normal. Carreteras y caminos inundados cerca de las costas. Las rutas de escape en terrenos bajos se interrumpen de 2 a 4 horas antes de la llegada del centro del huracán. Daños considerables a muelles y atracaderos. Las marinas se inundan. Las embarcaciones menores rompen amarras en áreas abiertas. Se requiere la evacuación de residentes de terrenos bajos en áreas costeras.

#### Categoría 3:

Daños extensos: Vientos de 179 a 209 km/h (111 a 130 milla por hora o 96 a 113 nudos). Presión barométrica mínima a 945 a 964 milibares (709.0 Mm. a 723.00 Mm. de mercurio).

Muchas ramas son arrancadas de los árboles. Grandes árboles son derribados. Anuncios y letreros que no estén solidamente instalados son llevados por el viento. Algunos daños a los techos de edificios y también a puertas y ventanas. Algunos daños a las estructuras de los edificios pequeños. Casa móviles destruidas. Marejadas de 2,97.m a 2.96 m sobre lo normal, inundando extensas áreas de zonas costeras con amplia destrucción de edificaciones que se encuentran cerca del litoral. Las grandes estructuras cerca de las costas son seriamente dañadas por el embate de las olas y escombros flotantes. Las vías de escape en terrenos bajos se interrumpen 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del huracán debido a la subida de las aguas. Los terrenos llanos de 1,65 m o menos sobre el nivel del mar son inundados por más de 13 kilómetros tierra adentro. Posiblemente se requiera la evacuación de Toyo los residentes de terrenos bajos a lo largo de las zonas costeras.

#### Categoría 4:

Daños extremos: vientos de 211 a 2450 km/h (131 a 155 millas por hora o 114 a 135 nudos). Presión barométrica mínima de 920 a 944 milibares (690.0 Mm. a 708.0 Mm. de mercurio). Árboles y arbustos son arrasados por el viento, Anuncios y letreros son arrancados o destruidos. Hay extensos daños en techos, puertas y ventanas. Se produce el colapso total de techos y algunas paredes en residencias pequeñas. La mayoría de las casas móviles son destruidas o seriamente dañadas. Se producen marejadas de 4,29 m a 5,94 sobre lo normal. Los terrenos llanos de 3,30 m o menos sobre el nivel del mar son inundados hasta 10 kilómetros tierra adentro. Hay grandes daños a los pisos bajos de las estructuras cerca de las costas debido al influjo de las inundaciones y el batir de las olas llevando escombros. Las rutas de escape son interrumpidas por la subida de las aguas 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del huracán. Posiblemente se requiera la evacuación masiva de todos los residentes dentro de un área de unos 500 metros de la costa y también de terrenos bajos, hasta 3 kilómetros tierra adentro.

#### Categoría 5:

Daños catastróficos: vientos de más de 250 km/h (155 millas por hora o 135 nudos). Presión barométrica mínima por debajo de 920 milibares (690.0mm de mercurio) Árboles y arbustos son totalmente arrasados por el viento, con muchos árboles grandes arrancados de raíz, daños de gran consideración a los techos de los edificios. Los anuncios y letreros son arrancados, destruidos y llevados por el viento a considerable distancia, ocasionando a su vez más destrucción.

Se produce el colapso total de techos y algunas paredes en residencias pequeñas. La mayoría de las casas móviles son destruidas o seriamente dañadas. Se producen marejadas de 4,29 m a 5,94 m sobre lo normal. Los terrenos llanos de 3,30 m o menos sobre el nivel del mar son inundados hasta 6 millas tierra adentro. Hay grandes daños a los pisos bajos de las estructuras cerca de las costas debido al influjo de las inundaciones y el batir de las olas llevando escombros. Las rutas de escape son interrumpidas por la subida de las aguas 3 a 5 horas antes de la llegada del centro del huracán. Posiblemente se requiera la evacuación masiva de todos los residentes dentro de un área de uno 500 metros de la costa y también de terrenos bajos, hasta 3 kilómetros tierra adentro.

### I.II.III DÓNDE SE ORIGINAN LOS HURACANES

Como las temperaturas del mar tienen que estar a más de 80 F, los huracanes se van a formar en diferentes lugares en diferentes meses del año, por lo general en la época más calurosa. Los huracanes ocurren en todas las áreas oceánicas tropicales excepto el Atlántico Sur y el Pacífico Sur.

Recuerden que el huracán necesita mucho océano para cobrar fuerza y para nutrirse, y se mueve con la rotación de la tierra hacia el oeste. Eso implica que se va a formar en donde puedan correr sin ser interrumpido y debilitado por tierra firme. Hay ondas tropicales formándose todo el tiempo, pero no todas tienen las condiciones y el espacio para cobrar fuerza.

### I.II.IV ESTRUCTURA DE UN HURACÁN

Esta máquina de vapor tiene un centro que es más cálido que el aire que lo rodea. Recibe su energía de la condensación del vapor de agua.

El vapor (originado por la evaporación del mar) comienza a expandirse y a ascender rápidamente. Al llegar a las zonas altas de la atmósfera, donde la temperatura ya no es tan alta, este vapor vuelve a condensarse liberándose gran cantidad de energía y originándose enormes nubes (que pueden alcanzar los 15.000 m de altura) y abundante lluvia. Estos fenómenos son claramente distinguibles en las imágenes satelitales mostradas en el pronóstico del tiempo en TV.

En la zona inferior de los huracanes (hasta los 3.000 m) el aire es succionado hacia el centro de éste. En los niveles medios hay circulación ciclónica de aire ascendente (gira alrededor del centro). Y en la parte superior del huracán, sobre los 6.000 m., el aire se mueve hacia afuera.

### I.II.V EL OJO DEL HURACÁN

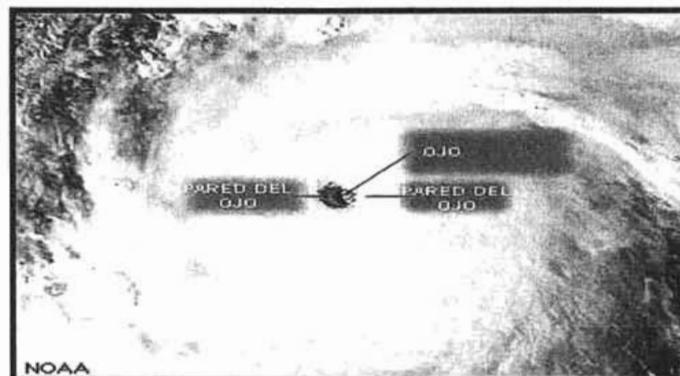


Figura I.XIX Vista de un ojo del Huracán desde un satélite.

El ojo es un área de relativa calma en el centro de un huracán, que se extiende desde el nivel del mar hasta la parte superior y está rodeado por una pared de nubes espesas cargadas de lluvia. En el interior del ojo, sin embargo, debido a la alta temperatura y la presencia de viento caliente, el agua evaporada es arrastrada rápidamente hacia arriba, originándose un aire seco, incapaz de condensarse, y por ende sin nubes. Esto es lo que más llama la atención al observar el huracán desde un satélite.



Mientras mayor es el huracán, más nítidamente se aprecia su ojo, salvo que se hayan formado nubes muy altas que impidan su visualización.

La pared del ojo es una zona donde se encuentran dos fuerzas opuestas: la fuerza del aire que se mueve hacia el centro y la fuerza centrífuga que es hacia afuera. En la pared del ojo se encuentran los vientos más intensos y allí se originarían los tornados.

La presencia de ojo y pared diferencian al huracán de una tormenta tropical (que no tiene ojo y que además sus vientos son de menor velocidad).

El tamaño del ojo no siempre es proporcional a la magnitud del huracán, aunque los más grandes se han visto en los de categoría 4.

## **I.II.VI LA TEMPORADA DE HURACANES**

Existe un patrón general más o menos constante, pero que puede variar según las condiciones meteorológicas.

En el Atlántico, Caribe y Golfo de México comienza el 1° de Junio de cada año, debido al calentamiento del agua durante el verano, y se extiende hasta el 30 de Noviembre, aunque puede haber huracanes todo el año (excepto Marzo). En el Golfo de México y El Caribe Occidental, por ser aguas más tranquilas, el calentamiento precede al resto, originándose allí los primeros sistemas ciclónicos de la temporada.

A medida que avanza el verano el sol se va desplazando a latitudes más boreales (hacia el norte) de modo que los huracanes se producen al norte del Caribe y se desplazan, merced al movimiento rotacional de la Tierra, hacia el Oeste, arribando frecuentemente a la costa Este de Estados Unidos después de haber pasado por los países caribeños, especialmente Puerto Rico, Cuba, Las Bahamas, etc. Primero arriban en la costa de Florida y, a medida que avanza el verano (Agosto - Septiembre) y según la potencia del huracán, pueden llegar a los estados centrales de EE.UU. e incluso a los más norteños de la costa atlántica y avanzar continente adentro. Al final de la temporada, cuando el agua se comienza a enfriar otra vez, los huracanes se forman nuevamente en el Caribe y el Golfo.

En el Océano Pacífico, debido a la corriente fría de Humboldt, la temperatura del agua rara vez excede los 80° F, de manera que los huracanes no son frecuentes. La "Corriente del Niño", que aumenta la temperatura oceánica puede constituir una excepción. El desplazamiento hacia el Oeste (por la rotación de la Tierra, como ya mencionamos) de los huracanes disminuye aún más las probabilidades de que alguno arribe a las costas de Chile, Perú o Ecuador. Mucho más probable, como señalamos al inicio, es que se originen más al Norte y se desplacen hacia Asia afectando a Japón, Hong Kong, Filipinas, etc.

## **I.II.VII EFECTOS ASOCIADOS CON EL HURACÁN**

Los riesgos asociados con los ciclones tropicales, especialmente con los huracanes son: marejada, vientos fuertes, intensas precipitaciones, deslizamientos e inundaciones. La intensidad de un huracán es un indicador que generalmente refleja el potencial destructor del mismo.



Figura I.XX Vista de diferentes marejadas.

### **I.II.VII.I MAREJADA.**

La marejada es un domo de agua de 80 a 160 kilómetros de ancho, que choca con la costa debido a que es impulsada por la fuerza de los vientos generados por la tormenta. La marejada combinada con la marea crea lo que se llama la marea de tormenta. Ésta puede incrementar el nivel normal del agua en 4.5 metros o más.

El aumento del nivel del agua puede causar inundaciones severas en las áreas costeras, particularmente cuando coincide con la marea. El nivel de la marejada en un área en particular está relacionado, en principio, con la intensidad del huracán y la pendiente de la placa continental.

Los efectos de la marejada en las costas dependen de la forma de la placa continental. Si la costa es muy plana y extendida los efectos suelen ser devastadores. Por el contrario, si la placa continental es alta la marejada encuentra la resistencia suficiente como para no afectar severamente la parte costera, tierra adentro.

En las zonas costeras la marejada es la principal amenaza asociada con un huracán, la cual, históricamente, ha causado la muerte de 9 de cada 10 personas; este efecto es particularmente importante en países en donde los huracanes provocan efectos directos, es decir lugares que son sobrepasados por el huracán, tales como Estados Unidos, Filipinas, India, Bangladesh, Nicaragua, Honduras, Cuba.

La marejada afecta severamente las embarcaciones y además, deposita grandes cantidades de sal en las áreas tierra adentro, alterando la salinidad normal de las zonas.

### **I.II.VII.II VIENTOS FUERTES**

Los vientos asociados con un huracán suelen causar efectos devastadores en grandes zonas, especialmente en aquellas en las que el fenómeno afecta directamente. Un huracán categoría 1 tiene vientos de 119 km/h y, el huracán categoría cinco iguala o sobrepasa los 250 km/h.

En la cuenca del Atlántico el huracán Gilberto en 1988 registró la presión atmosférica central más baja jamás registrada: 888 hPa.

Por los destrozos causados, al huracán Camille (1969) se le asocian vientos de 165 km, valor máximo registrado en la historia de la meteorología.



Figura I.XXI Estas imágenes muestran la fuerza destructiva de los vientos de un huracán.

Ejemplifican, no solamente la capacidad de destrucción, sino que también la fuerza con la que un objeto puede ser impulsado.



### I.II.VII.III LLUVIAS EXTRAORDINARIAS

Un huracán genera, en promedio, entre 150 y 300 mm de lluvia o más, la cual causa severas inundaciones, deslizamientos y derrumbes. Las lluvias más fuertes se relacionan, generalmente, con las tormentas tropicales o huracanes que se desplazan más lentamente (menos de 16 kilómetros por hora).

Grandes cantidades de lluvia pueden ocurrir hasta 160 kilómetros sobre tierra adentro donde las inundaciones repentinas y los deslizamientos son típicamente las mayores amenazas.

Registros máximos: en 12 horas el ciclón tropical Denise (1966) acumuló 1144 mm; en 24 horas la misma tormenta acumuló 1825 mm; en 48 horas un ciclón tropical (1958) acumuló 2467 mm; en 72 horas se acumularon 5678 mm con el ciclón tropical Hyacinthe (1980).



Figura I.XXII Imágenes de Depresiones Tropicales

Las lluvias intensas y continuas generadas por un huracán pueden provocar inundaciones severas, tal y como sucedió con el huracán Mitch (1998). Las imágenes muestran las inundaciones causadas por este huracán en la costa norte de Honduras. En el centro, se observa el aeropuerto de San Pedro Sula, en la costa norte del mismo país.



## **CAPITULO II**

### **II.- PARTICIPACIÓN DE LA INGENIERIA CIVIL COMO APOYO DE LAS ASEGURADORAS EN LOS DIFERENTES SINIESTROS.**

#### **II.I ANTECEDENTES**

Como ya se comento en la introducción de este trabajo, después de la revolución industrial el crecimiento de las compañías de seguros fue vertiginoso, acompañando a este fenómeno el avance tecnológico de los últimos cien años, lo cual propicio que las aseguradoras así como los ajustadores tuvieran que apoyarse en muchos de los siniestros, en personal técnico que los asesorara para la evaluación del daño y la seguridad del bien revisado

Cabe mencionar que en México, fue hasta los años 40s cuando se inicio el fenómeno de la contratación de asesores en diferentes disciplinas por parte de las compañías de seguros, para que estos sirvieran de apoyo a los ajustadores designados.

Con el incremento de los siniestros así como de su dificultad, cada día se ha incrementado la necesidad por parte de las aseguradoras, de contar con asesores especializados en cada una de las ramas que manejan, siendo la base de nuestra intervención en un sin numero de actividades que forman parte de la prevención Así como de la solución de una reclamación.

Podemos aseverar que la ingeniería civil es una de las áreas que mas intervención ha tenido últimamente en la atención de siniestros y asesoría para compañía de seguros.

Dentro de la intervención de la ingeniería civil dentro de la solución de los siniestros, podemos distinguir dos grandes capítulos que son:

#### **Inspección de riesgos**

#### **Evaluación de danos**

A continuación describimos la participación de la ingeniería civil en cada uno de los capítulos arriba enlistados.

#### **II.II INSPECCIÓN DE RIESGOS.**

Como se explico en la introducción de este trabajo, el contrato de seguros es un contrato de buena fe entre la compañía aseguradora y el asegurado, esto quiere decir que cuando se emite una póliza de seguros se acepta lo que el asegurado esta manifestando en su requisición directa o a través de un agente de seguros.

Las aseguradoras cuentan con una dirección para la inspección de riesgos, la cual esta encargada de dictaminar, en que estado se encuentra el inmueble a asegurar, sin embargo, debido a la gran cantidad de inmuebles por asegurar y en la mayoría de los casos, a la importancia del bien asegurado, la intervención del ingeniero civil es, en este tipo de asesorías, básica y definitiva, ya que con el dictamen que realice, la aseguradora podrá conocer en que estado se encuentra el bien en cuestión y con ello decidir si el mismo será sujeto de aseguramiento.



Cabe mencionar, que en este tipo de inspecciones, para llevar a cabo su revisión, se utilizan generalmente todas las áreas de la Ingeniería Civil, como son:

Las Ingenierías de:

- Mecánica de suelos
- Estructuras
- Hidráulica
- Sanitaria
- Topografía
- Sistemas

Así mismo, es conveniente mencionar que: generalmente lo concerniente a cimentación no es sujeto de aseguramiento, ya que es un concepto que primero no es visible y segundo es una estructura que por su misma función, normalmente deberá quedar bajo el nivel de terreno, en lo que a inspección de riesgo se refiere, no es sujeto de esta, a menos de que por convenio de compañía de seguros y asegurado se haya pactado el tomarlo en cuenta dentro de la póliza

Este tipo de inspecciones tiene la finalidad de que cualquier estructura sujeta a esta revisión, cumpla con las normas y especificaciones técnicas propias para la cual fue construida, sin embargo, como todos sabemos, ante fenómenos naturales como puede ser un terremoto, huracán o inundación, estamos hasta cierto punto indefensos, por lo que las inspecciones que se realizan, además de conocer el estado de servicio del inmueble en cuestión, factor importante, se encaminan hacia la seguridad de la estructura contra el fuego, ya que este representa un riesgo inminente y es de los siniestros que mayormente se presentan, por lo que en este capítulo profundizaremos más en las medidas de seguridad que se deben llevar a cabo contra este fenómeno.

## II.II.I LA IMPORTANCIA DE LA PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO EN EDIFICIOS INDUSTRIALES

Cuando se planea un edificio industrial, deben tomarse en consideración sus funciones, las elecciones de acuerdo con su aspecto y los límites de costo que se decidan al respecto. Sin embargo, rara vez se toman en cuenta las **medidas de protección contra el fuego** y esto generalmente solo cuando existe el peligro evidente debido al método de producción que se realizará, o por los materiales usados en su construcción. Tomando en consideración que en Europa el promedio de incendios industriales representa más del 50% de todas las pérdidas producidas por incendio, la falta de atención que se presta a los problemas relacionados con incendios, nos parece totalmente fuera de la realidad.

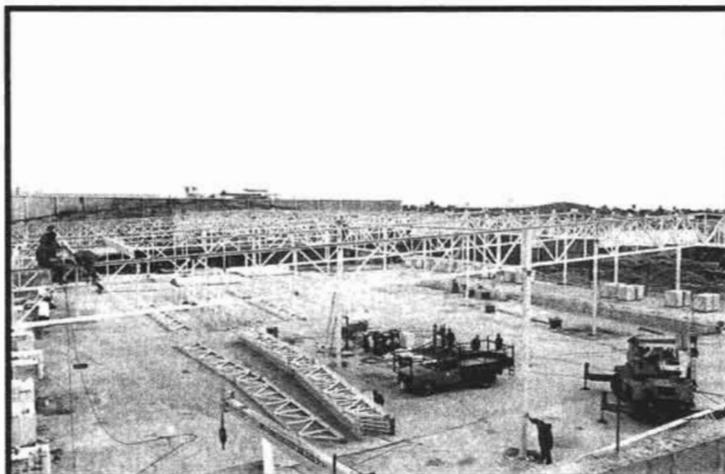


Figura II.I Vista de la construcción de una nave industrial a base de estructura metálica



Frecuentemente estos edificios son solicitados por los industriales (que sobre todo están interesados en la implantación de procesos funcionales) y por inversionistas (interesados en tener edificios que satisfagan las exigencias del mercado de la mejor forma posible). Ambos tipos de clientes, aun con razones diferentes, buscan en primer lugar costos bajos, amplios lugares abiertos que permitan la libre distribución de los procesos de manufactura y una amplitud vertical que permita el libre almacenamiento de bienes o materiales de producción.

Todas estas exigencias, debida a una mala comprensión de los verdaderos problemas del proceso industrial y a una inadecuada explicación de la plantación, se oponen a las exigidas por la protección eficiente contra el fuego que presupone por el contrario, disposición para el pago de medidas de protección, la apropiada división en secciones del edificio para los diferentes riesgos de incendio y la altura mínima necesaria para producción y almacenaje, para evitar la propagación del fuego debido a una altura excesiva de almacenamiento.

## **II.II.II PROPÓSITOS DE UNA PROTECCIÓN EFICIENTE CONTRA FUEGO**

Para tener una protección eficiente contra el fuego en edificios industriales es esencial que:

- a) Todos los que trabajan en el inmueble estén adiestrados para la salvaguarda de su seguridad, contra este siniestro.
- b) todo el equipo de producción, maquinaria, materias primas y productos terminados en espera de envío puedan salvarse
- c) El inmueble en si se conserve lo más seguro ante esta eventualidad.

Este orden de prioridades no se ha hecho al azar, sino que es el resultado de atribuir un valor especial a cada una de las partes de la empresa industrial. En primer lugar está el valor de las vidas humanas, lo cual es evidente; en segundo lugar el equipo de producción, el corazón de la empresa, cuyo salvamento permite la rápida recuperación de la producción y finalmente el edificio en si, el "paraguas" que protege la producción. Sin embargo en esta encuesta esquemática de prioridades, la intervención entre los diferentes elementos no debe olvidarse. Así pues, salvar el equipo frecuentemente implica salvar el edificio y viceversa.

## **II.II.III REDUCCIÓN DE LOS RIESGOS DE INCENDIO**

Para lograr la protección que acabamos de mencionar existen muchas posibilidades que pueden aplicarse durante la etapa de plantación del proyecto y el la elección de los materiales de construcción. La reducción de los riesgos de incendio puede lograrse de las siguientes maneras básicas:

- En la planificación apropiada del edificio
- En un diseño de estructura conveniente
- En la protección activa

Mediante el estudio de lo anterior, se puede llegar a una conclusión respecto al mejor método para lograr una protección efectiva, tomando en cuenta al mismo tiempo, tanto como sea posible, los límites de costo y la libertad de planeación de producción exigida por los edificios industriales. Es imposible lograr una protección efectiva contra el fuego siguiendo únicamente una vía básica, pero si es posible si se mantiene el equilibrio apropiado entre los diversos factores.

## **II.II.IV PLAN DE CONSTRUCCIÓN**

Las funciones básicas de un edificio industrial son las de cubrir y proteger un proceso de producción, proporcionar la suficiente durabilidad estructural y ofrecer una imagen a la empresa.



Así pues, son muchos los factores que tienen influencia sobre la planificación, pero indudablemente el más importante es el libre uso del área de trabajo. Es, sin embargo, el mayor obstáculo para la protección contra el fuego ya que, como medida principal, es necesaria la división en secciones para evitar la propagación del fuego.

La división en secciones hace posible también la creación de zonas con diferentes grados de riesgo. Dentro de estos, pueden tomarse diferentes medidas, teniendo en cuenta el riesgo de incendio, pero únicamente los muros cortafuegos pueden dar alguna garantía, aun cuando sean costosos e inconvenientes desde un punto de vista funcional.

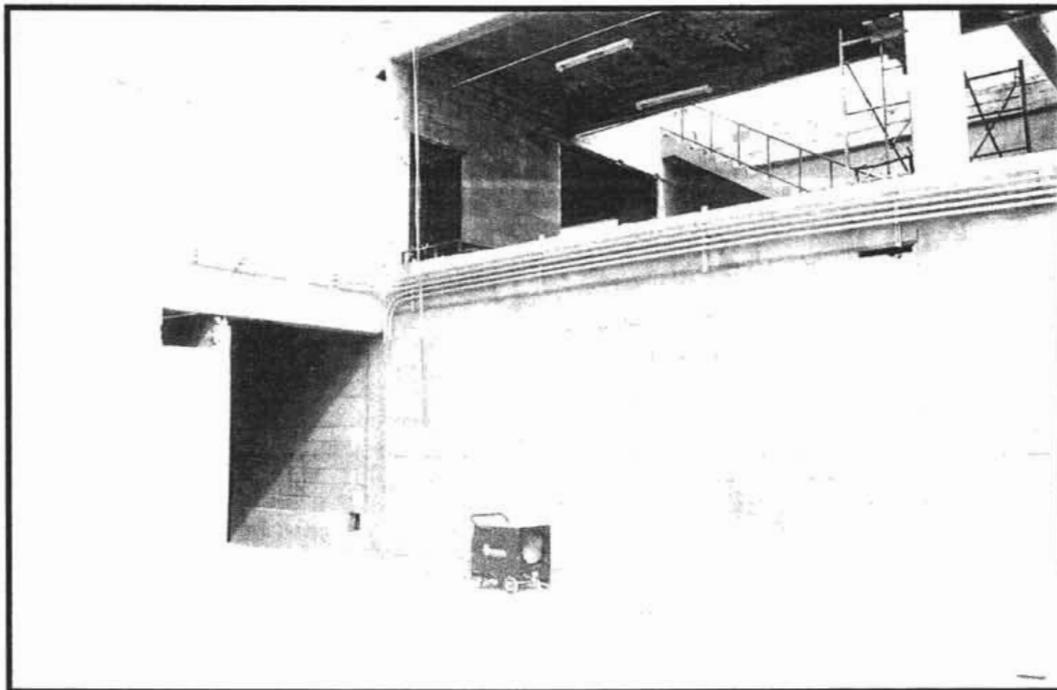


Figura II.II Muros de separación contrafuego para confinamiento de un posible incendio

#### **II.II.IV.1 Recomendaciones prácticas para la división en secciones y muros cortafuegos.**

La división de secciones consiste en subdividir el edificio en cierto número de espacios cerrados para que el fuego quede restringido al área en la que se inició. En los edificios industriales de un solo piso la división en secciones se logra con muros contrafuegos, para los cuales se determina su periodo de resistencia al fuego. Por ejemplo, las compañías aseguradoras belgas determinan un tiempo de cuatro a seis horas, en tanto que el comité Europeo de seguros determina cuatro horas.

Esta resistencia al fuego de cuatro horas se logra con muros sólidos con un espesor mínimo de 19 cm., y la resistencia de seis horas con muros sólidos de 24 cm., de espesor contruidos con agregados ligeros o con bloques de concreto celular.

Las recomendaciones prácticas sugeridas para los muros cortafuegos hechos de bloque de concreto celular se dan ahora solo con un ejemplo, ya que pueden dar variaciones en los distintos países.



*Altura del muro cortafuego.* El muro de cortafuegos debe salir del canalón mas elevado del techo del edificio 1 ó 2 metros, dependiendo de la altura del caballete (en Alemania, sin embargo, esto puede reducirse a 0.5 m.).

*Esbeltez.* La esbeltez del muro cortafuegos (relación entre altura y espesor) no debe ser mayor que 25. Siempre que se exceda este valor es aconsejable utilizar bloques con espesor de 29 cm., o proporcionar contrafuertes para incrementar la estabilidad del muro. La distancia centro a centro entre dos contrafuertes no debe ser mayor a 4 metros. Es esencial unir los contrafuertes con el muro.

*Juntas de expansión:* En caso de incendio los muros pueden estar expuestos a temperaturas muy elevadas, algunas muy superiores a 1000° C.

Con esta intensidad de calor los muros inevitablemente se expanden, por lo tanto deben proporcionarse juntas de expansión con una separación máxima sugerida de 15 m. Cuando el muro se haya construido alineado con las columnas interiores, las juntas deben estar, siempre que sea posible, en las columnas; pero la distancia entre las columnas sea mayor que 15 m., entonces las juntas deben hacerse en el muro.

Las juntas deben tener un ancho de 25 mm. Y estar rellenas de lana mineral, filtro refractario o de otro material comprimible a prueba de fuego y finalmente estar selladas en ambos lados, con sellador adecuado. También puede recubrirse la junta con bloques de 9 cm., de espesor. Cuando se empleen estos recubrimientos, se deben adherir al muro cortafuegos solo en uno de los lados de la junta para permitir el libre movimiento de este. Cuando las juntas se hacen en las columnas, deben construirse muros de recubrimiento de tabique a través del ancho de la columna y sellarse en los huecos.

## **II.II.V COMPONENTES Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

Hasta ahora la investigación científica en el campo de la resistencia al fuego se ha dedicado de manera extensiva al estudio de materiales y componentes del edificio y los componentes de construcción en relación con la resistencia al fuego prevista.

Las pruebas a gran escala, así como innumerables ejemplos de incendios reales, demuestran que en los edificios industriales la resistencia al fuego del concreto presforzado es tan buena como la del concreto reforzado, siempre que el refuerzo tenga el recubrimiento del concreto requerido y que el anclaje del acero en los elementos de secciones pequeñas tenga refuerzos transversales o helicoidales.

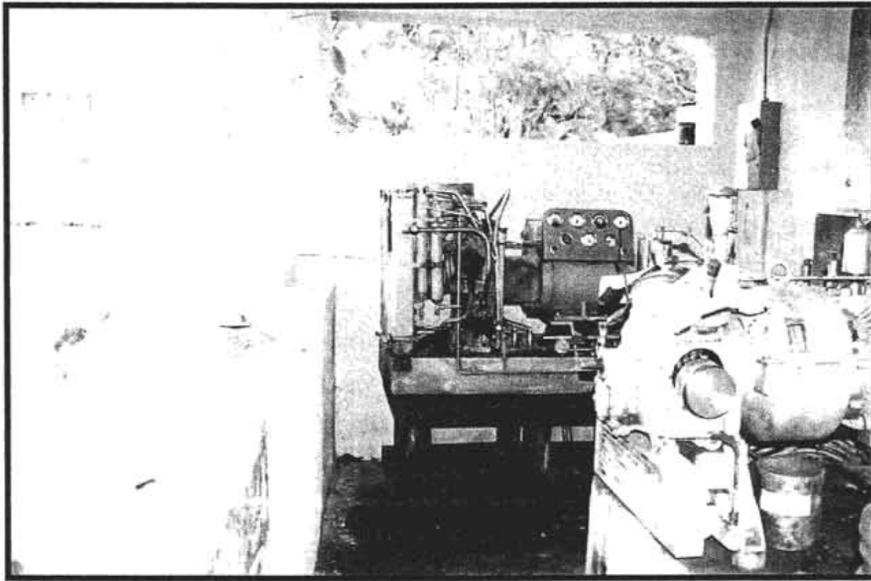


Figura II.III Se muestra cuarto de maquinas sin ningún tipo de seguridad contra incendio

El tipo de concreto también puede tener influencia sobre la resistencia al fuego de un elemento de construcción. Así pues, el concreto celular y el concreto de agregado ligero son materiales muy adecuados para las unidades de techos y de muros debido a su alta resistencia al fuego y a su baja expansión térmica.

Los edificios industriales con estructuras independientes de marcos de concreto, techos y muros cubiertos de losas de concreto ligero, tienen un mayor grado de seguridad desde el punto de vista de la resistencia al fuego. Deben evitarse los recubrimientos demasiado ligeros, especialmente de metal, ya que su resistencia al fuego es extremadamente baja (5 a 10 min.) y dan suficiente tiempo para la evacuación o la extinción. Teniendo esto presente, cualquier apoyo o pieza de unión metálicos deben de estar cuidadosamente protegidos contra el fuego.

## II.II.VI CARGA DE FUEGO Y VENTILACIÓN

Las recientes investigaciones de incendio han demostrado que la resistencia al fuego, para la cual deben diseñarse los elementos de construcción, depende de la densidad de la carga de fuego del edificio, de las dimensiones del mismo y de las aberturas de ventilación.

En lo que se refiere a la densidad de la carga de fuego, se dedujo de una encuesta llevada a cabo en Suiza, que para los edificios industriales ( exceptuando bodegas con grandes cantidades de materiales inflamables ) la carga de fuego promedio no supera los 120 kg/m<sup>2</sup>.

Una prueba a gran escala llevada a cabo en Bélgica con una carga de fuego de de 125 kg/m<sup>2</sup>, y ventilación apropiada, demostró que el incendio dura poco mas de una hora. Por lo tanto, puede deducirse de esta prueba que para un gran número de edificios industriales una resistencia de una hora proporciona seguridad, siempre que haya suficiente ventilación.

El escape de vapores, humo y calor durante un incendio, especialmente en edificios grandes sin división en secciones, evita que el fuego se propague horizontalmente, y contribuye a conservar la estabilidad del techo. Esto es esencial para que las personas puedan ser evacuadas y para la protección de diversas instalaciones y bienes.

Las dimensiones de la salida de escape que se recomiendan generalmente, aparte de las dimensiones para ventanas de techo, son aproximadas del 1 al 3.5% del área del piso dependiendo del uso del edificio. También se recomienda que las salidas de escape estén



ubicadas lo mas alto posible y que se divida en secciones del espacio del techo para lograr óptima eficiencia. En todos los casos debe evitarse los techos completamente cerrados.

## II.II.VII PROTECCIÓN ACTIVA



Figura II.IV Vista de un extintor contra incendio

Si no hubiera posibilidad de intervención activa para limitar y dominar un incendio, las medidas de protección pasiva contra incendio no tendrían importancia. La división en secciones sigue siendo indispensable para aislar las zonas de incendio y la elevada resistencia al fuego hace posible combatir el incendio sin el riesgo de derrumbe de la estructura, pero solamente una rápida intervención activa hace posible limitar de manera efectiva el daño causado por el fuego.

Una intervención activa y eficiente, debe, por lo tanto, cumplir con los requisitos siguientes:

1. Prevención
2. Alarma
3. Limitación
4. Extinción

*Prevención:* Es difícil tomar en cuenta la prevención durante la etapa de planeación, ya que depende de la atención que se le preste para evitar las causas de incendio durante una operación industrial ordinaria.

*Alarma:* La alarma contra incendio es muy importante, ya que determina tanto el espacio de tiempo hasta la intervención subsecuente y la posibilidad de evacuar las zonas amenazadas. La alarma puede hacerse completamente automática mediante el uso de dispositivos que reaccionan en presencia de emanaciones de humo o de elevaciones de temperatura.

*Limitación:* La limitación de incendio puede ser también una operación automática si se instalan sistemas de aspersión, ya que generalmente se encuentran conectados al sistema de alarma. Estos sistemas se recomiendan para grandes edificios.

*Extinción:* Las precauciones mencionadas anteriormente no son suficientes para garantizar la extinción del incendio, pero pueden ser consideradas para dar al cuerpo de bomberos el tiempo necesario para llegar y extinguir completamente el fuego.



## **II.II.VIII SUGERENCIAS PARA UNA PROTECCIÓN EFECTIVA CONTRA EL FUEGO**

Para asegurar una eficiente protección contra el fuego los edificios industriales deben diseñarse con:

1. División en secciones, tomando en cuenta las exigencias del proceso de producción.
2. Ventilación necesaria para el escape de emanaciones, humo y calor.
3. Un sistema efectivo de alarma y limitación de fuego mediante el uso de dispositivos de señales ópticas y acústicas conectado a una instalación funcional de aspersores.
4. Vías bien protegidas y de acceso fácil a todas las partes del edificio que permitan la evacuación del personal y la entrada rápida del cuerpo de bomberos.

Sobre todos estos aspectos están las consideraciones estructurales que tienen como finalidad la conservación del edificio y de los elementos que no son de carga, tales como los muros cortafuegos.

Están justificadas las erogaciones adicionales para la instalación de aspersores que pueden limitar el incendio, siempre que tengan buen mantenimiento y estén bien controladas, reduciendo el monto del daño por el fuego. Esto es aplicable a edificios industriales en general y a bodegas en particular, en los que el valor del equipo y el de las mercancías bien pueden ser mayores que el del mismo edificio. Para poder limitar al mínimo los daños por el fuego es mucho mas importante, por lo tanto, proteger el contenido que los edificios.

Es característica, en este contexto, la actitud de las compañías aseguradoras que se inclinan hacia reducciones considerables en las primas (60 a 70%), si se prevé la instalación de aspersores, en tanto que se presta muy poca atención a las características de la estructura. Es de esperarse que en el futuro se vuelva a tomar en cuenta la importancia de la protección pasiva.

A continuación presentamos un cuestionario tipo, para la evaluación e inspección de riesgos de un inmueble que se pretende asegurar, en donde aparecen todos y cada uno de los conceptos que se deberán tomar en cuenta, para la aceptación o rechazo del bien en cuestión.



**Reporte de Inspección  
Cálculo de EML para Incendio  
Daño Directo y Consecuencial**

**HOTEL ROYAL PLAYA REAL  
BD PROMOTORA TURÍSTICA,  
S.A. DE C.V.  
(OBRA CIVIL)**

Fecha de Inspección: 08-04-2004

Departamento: Ingeniería.  
Ingeniero: DPTO DE INGENIERIA  
Suscriptor: Lic. Jorge Farfán Moguel.  
Oficina: Cancún  
Agente: Lic. Ramiro Rodríguez Magaña.  
**O.T.: 14287**



## Evaluación del Riesgo – Resumen

- Asegurado:	Hotel Royal Playa Real y/o BD Promotora Turística, S.A. de C.V. (Obra Civil)
- Localización:	Calle Primera Av. Norte No. 261, Esq. Ave. Constituyentes, Playa del Carmen, Q. Roo.
Actividad de la empresa:	Obra Civil
- Peligros especiales:	Riesgo de Huracán.
- Áreas de fuego:	Tres áreas de fuego.
- Protecciones contra incendio:	No tiene.
- Protecciones por rociadores automáticos	No tiene.
- Protección Pública:	Estación de Bomberos de Playa del Carmen Q. Roo (5 Km. de distancia)
- Tipo constructivo predominante:	Sistema Prefabricados (lozas, muros y columnas) Sistema Tradicional (lozas y zapatas) a base de concreto y bobadilla.
- Suministros auxiliares críticos:	No tienen.
- Agravación por la vecindad:	No tienen.
- Agravación hacia la vecindad:	No tienen.
- Susceptibilidad de productos al robo:	No existe
- Exposición a peligros de la naturaleza:	Huracán y Riesgo Hidrometeorológico.
- Riesgo subjetivo	Ninguna.
- Siniestralidad	Edificio.
- Área de mayor en valor	
- Área de mayor en peligrosidad	
- Valores al 100%	No se proporciono.
- Suma asegurada (SA) daños directos (DD)	No se proporciono.
- Ganancias brutas anual	No se proporciono.
- SA daños indirectos o Ganancias Brutas (GB)	No se proporciono.
- Pérdida Máxima indemnización	No se proporciono.
- EML- Pérdida Máxima Probable (DD):	<b>de la suma asegurada (huracán)</b>
- EML- (GB)	<b>de la suma asegurada</b>



<b>- Conclusión:</b>	<b>Asegurable</b>
----------------------	-------------------

- Tiempo máximo de paro
- Posibilidad de mejorar el PML
- La zona de mayor concentración de valores coincide con la del EML.
- La zona con mayor probabilidad de incendio o explosión coincide con la del EML
- Mejoras desde la última inspección No hubo
- Cambios desde la última inspección No hubo
- Posibilidad para mejorar el riesgo En estudio
- Mejoras planificadas para el futuro próximo. Ninguna.
- Deficiencias importantes encontradas. Ninguna.

### **Información:**

**Razón Social:** BD PROMOTORA TURÍSTICA, S.A. DE C.V.

**Nombre Genérico:** HOTEL ROYAL PLAYA REAL

**Giro:** HOTELERÍA

**Atendió:** ING. ALEJANDRO BECERRIL  
CONTROL DE OBRA.

#### **Historia**

La obra inició el 4 de noviembre, 2003 la fecha programada de terminación es el 03 de mayo de 2004, a la fecha se tiene un avance de obra general del 28%.

el día 2 abril del año en curso fue clausurada la obra por parte profepa siendo liberado los sellos el día 14 de abril del año en curso, se estima que la obra concluya en 3 meses a partir de esta fecha. (13-may-04)

La obra cuenta con permiso de construcción no. 03-2573 con fecha de autorización del 04 noviembre de 2003 con vigencia hasta el 04 de noviembre de 2004.

#### **Recursos Humanos:**

Se cuenta con Subcontratista, la persona entrevistada no cuenta con la información sobre la planilla de trabajadores con la que cuentan.

#### **Colindantes:**

Los colindantes directos son:

Norte: Terreno sin construcción.

Sur: Ave. Constituyente.

Este: Mar Caribe

Oeste: Calle 1 Norte



La distancia entre las construcciones del hotel y sus vecinos próximos son de aproximadamente 250 metros, por lo que no existe riesgo de causar daño alguno.

**Designación Del Proyecto De Construcción:**

El proyecto consiste en 16 Edificios de Habitaciones, 1 Edificio Principal, 15 Edificios de Conexión y 1 Área de Alberca.

**Lugar de obra:**

Calle Primera Av. Norte No. 261, Esq. Ave. Constituyentes, Playa del Carmen, Q. Roo.

**Nombre y Dirección del Propietario:**

BD Promotora Turística, S.A. de C.V.  
Calle Primera Av. Norte No. 261, Esq. Ave. Constituyentes, Playa del Carmen, Q. Roo.

**Nombre y Dirección del Contratista:**

Tecnometropolis, S.A. de C.V., encargada de la Supervisión de la Obra, con domicilio en la misma obra.

**Nombre y Direcciones de los subcontratistas:**

La persona entrevista no proporciona dicha información.

**Nombre y dirección del Ingeniero Consultor:**

Ing. Enrique Javier Preciado Mediero, Calle Venus Ote. No. 90, Tulum, Q. Roo

**Descripción de la Obra**

- Los Edificios de Habitación, Conexión y Principal cuentan con 3 pisos
- El tipo de cimentación es superficial y profundas. Profunda: pilotes alrededor de 15 Mts. en excavación lineal. Superficial: Zapatas aisladas profundidad promedio de 1 Mts.
- El Método de construcción es Prefabricados (Edificios Habitaciones y Principal) y Método Tradicional (Edificio de Conexión)

**Experiencia de Contratista:**

El Contratista cuenta experiencia en obras similares tales como Hotel Flamenco Xcaret, Hotel Melia Cancún, Hotel Akumal, así como construcción de Condominios y Bodegas Industriales.

**Vigencia del Seguro:**

El permiso de construcción inicia día 4 de Noviembre 2003  
La fecha de terminación de la obra aproximada es Agosto de 2004.

**Trabajos realizados por Subcontratistas:**

Los trabajos a realizar son de Albañilería en General, Albañilería de estructura, colocación de yeso y tablaroca, aluminio y cristales y carpintería en general.

**Peligros especiales:**

**Incendio, explosión:** Los Contratistas se encargan de suministrar Gasolina o



Combustibles para sus vehículos no manteniendo productos flamables en el interior de la zona de obra.

**Avenida, inundación:** No existe riesgo.

**Derrumbes:** No existe riesgo.

**Tempestad, Ciclón:** Existe el Riesgo ya que la temporada de Huracán inicia en el mes de Mayo y termina el 30 de Noviembre; los bienes que se afectarían son cristalería, acabados y áreas externas, en caso de presentarse un Huracán de categoría 4 o 5 podría afectarse el edificio.

**Volcadura:** No existe el riesgo.

**Vulcanismo, maremoto:** No existe el riesgo.

**Terremoto:** No existe Riesgo, en la zona no se han registrado terremotos.

**Subsuelo:**

Constan de diferentes materiales tales como Arena, limo arenoso, el desplante se realizo en la capa dura, no existen fallas geológicas en zona cercana

**Riío, lago, mar más cercano:**

Mar Caribe, la distancia depende de la época del año, actualmente se tiene una distancia de 30 Mts., se procederá a la construcción del muro de contención en alberca con cimentación profunda.

**Información Meteorológica:**

La temporada de lluvias inicia en el mes de Mayo así como la temporada de Huracanes terminando esta en el mes de Noviembre, él pronostico para la temporada 2004 es de 6 Tormentas Tropicales; 4 Huracanes de intensidad 1 y 2; 3 Huracanes de intensidad 3, 4 y 5 según escala Saffir-Simpson; la media histórica de 1966 a 2003 es de 10.4.

**Propiedades Vecinas que se pueden ver afectadas:**

No existe propiedad vecina colindante que pueda verse afectada por la obra.

**Equipo en renta:**

Grúa de 40 Mts de Altura, Grúas eléctricas, Malacates, Retro excavadora; los propietarios de los equipos cuentan con seguros protegiendo el bien así como RC.

**Documentación obtenida:**

- Calendario de Avance real de Obra al 20 de Abril, 2004.
- Resumen de Estimación de Trabajos ejecutados al 26 de Marzo, 2004.
- Estado de Cuenta de Subcontratistas al 8 de Abril, 2004.
- Constancia del uso de suelo y alineamiento de predio. 31 Octubre, 2003.
- Licencia de Construcción.
- Plano.



## **Análisis de Riesgo**

### **Áreas de Fuego**

El hotel consta de 16 edificios de habitaciones y 15 edificios de conexiones divididos en 2 áreas y unidos por el edificio principal formando una Herradura, por lo que consideramos que el negocio consta de **tres áreas de fuego**.

#### **Riesgo de Incendio:**

Consideramos que no existe el riesgo de incendio.

#### **Riesgo de Explosión:**

Consideramos que no existe el riesgo de incendio.

#### **Riesgo de Responsabilidad Civil:**

Consideramos que no existe el riesgo ya que nos existen colindantes cercanos y el personal que entra a la obra es trabajador.

#### **Riesgos Naturales:**

En la zona se tienen épocas donde se generan tormentas eléctricas, por lo que consideramos que la probabilidad de daños por este fenómeno es alta, durante la inspección no se observaron apartarayos instalados en los edificios.

Podemos determinar que los riesgos de marejada, oleaje pueden ser de consideración ya que no se cuenta con un muro de contención.

Podemos determinar que los daños por viento son considerados como muy altos.

De acuerdo con el tipo constructivo y la cercanía del inmueble con el litoral se considera que cualquier huracán nivel 2 o mayor, puede tener como consecuencia daños a los cristales y acabados de los cuartos ya que las habitaciones carecen de cortinas anticiclónicas.

#### **Riesgo de Pérdidas Consecuenciales:**

No existe el riesgo de que se detenga la obra.

### **Siniestralidad**

A la fecha de la entrevista no se ha tenido siniestro alguno.



## Conclusiones:

**Incendio, rayo y/o explosión.-** Tomando en cuenta lo observado durante la inspección, las condiciones de construcción, al buen nivel de protección, prevención concluimos que el riesgo es **Asegurable**.

**Riesgos Hidrometeorológico.-** Esta cobertura es **Asegurable**

**Pérdidas Consecuenciales.-** Esta cobertura es **Asegurable**, tomando en cuenta las condiciones aceptables y de seguridad integral que permanecen en las instalaciones.

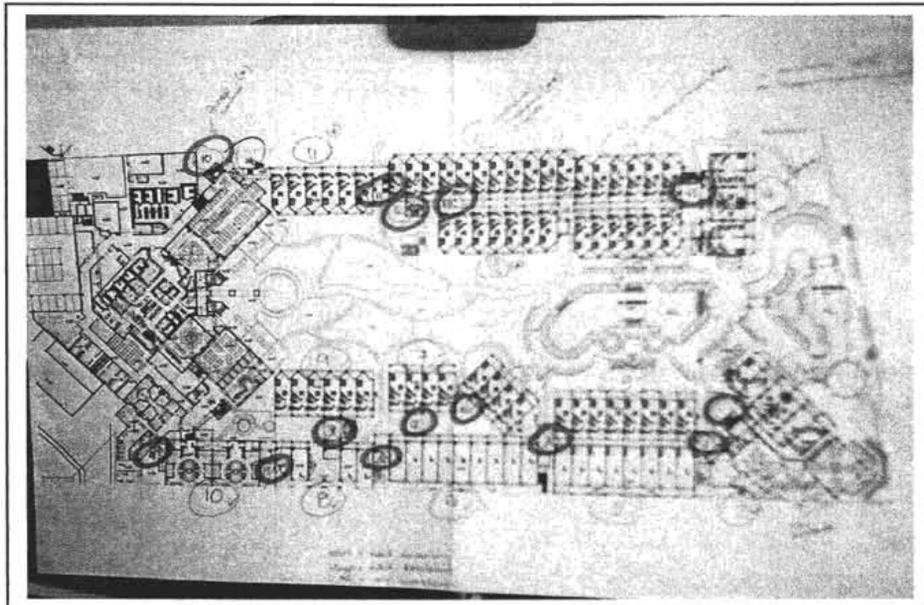
**Responsabilidad Civil:** Es **Asegurable** después de haber observado las buenas prácticas de seguridad que imperan en las instalaciones y la baja probabilidad de afectación a terceros.

## Croquis



TERRENO BALDÍO

C  
A  
L  
L  
E  
  
I  
  
N  
T  
E



M  
A  
R  
  
C  
A  
R  
I  
B  
E

HOTEL OASIS PLAYA



***El reporte Fotográfico nos muestra:***

la vista externa del edificio de habitaciones 5 construido en su totalidad.



la vista interna del edificio de habitaciones 5 construido en su totalidad.

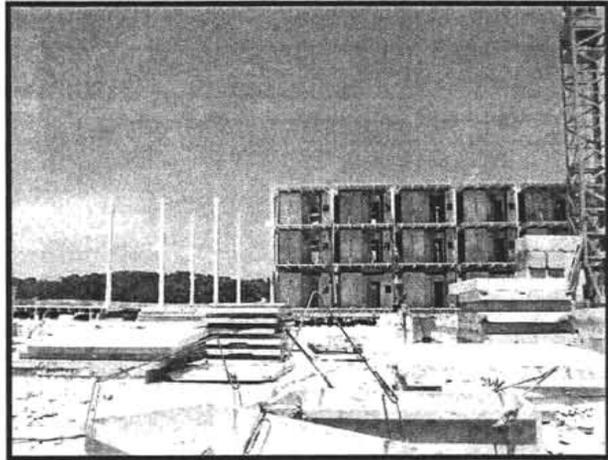


la parte externa del edificio de habitaciones 9.





los edificios de habitaciones 10 el cual se encuentra en proceso de cimentación y 11 construido en un 45%.



los edificios de habitaciones 4 y 6 construidos en un 45%.

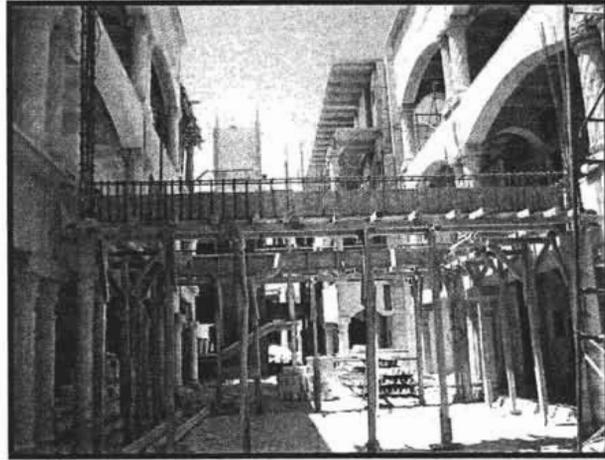


los edificios de habitaciones 16 (frente) y 14 (fondo) construidos en un 45%.





el edificio conexión 6 en proceso de construcción.



el edificio conexión 3 en proceso de construcción.



el edificio Principal frente Calle 1 Norte construidos en un 10%.

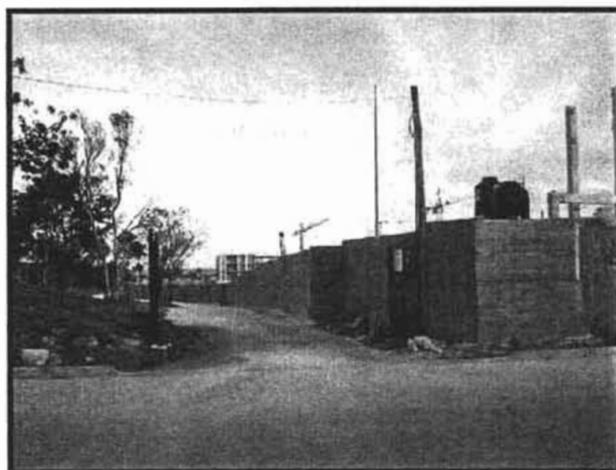




el edificio Principal frente Calle 1 Norte construidos en un 10%.



Área general vista desde esquina de Calle 1 Norte y Terreno Baldío.

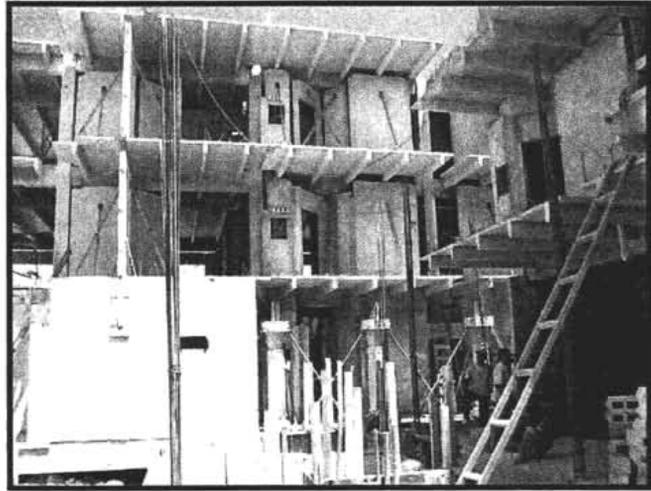


el edificio principal (fondo) y el edificio de habitaciones 09 construido en un 45%.

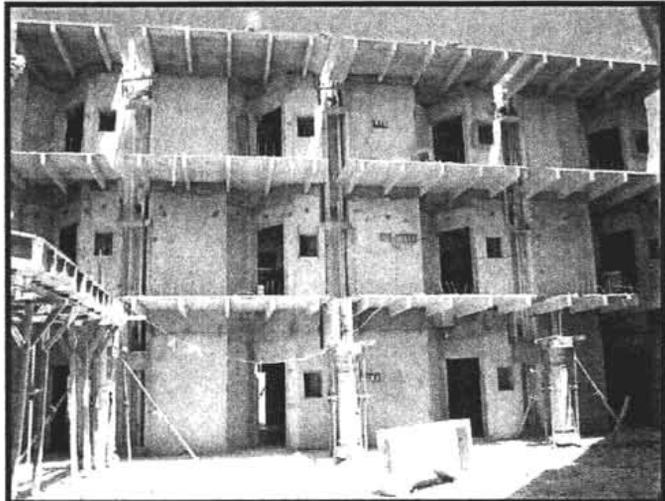




los edificios de habitaciones 1 y 2  
construidos en un 45%.



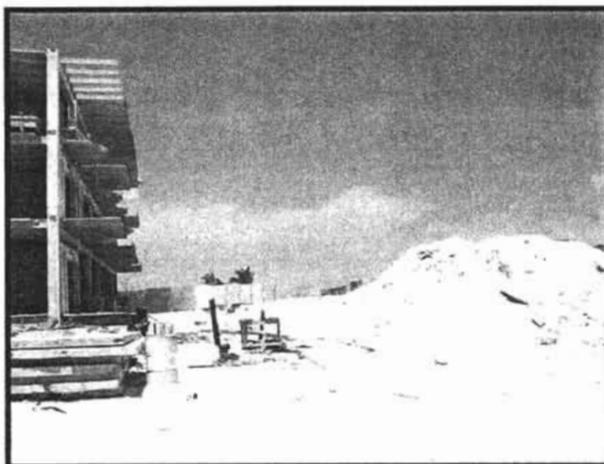
los edificios de habitaciones 2  
construidos en un 45%.



el Pozo absorción que se construye  
en el área de edificio 1 y 2.



el área donde se construirá la alberca, al fondo se observa el tapial de delimita el área del Hotel con la Playa.



el área donde se construirá la alberca, así como el tapial de delimita el área del Hotel con la Playa.



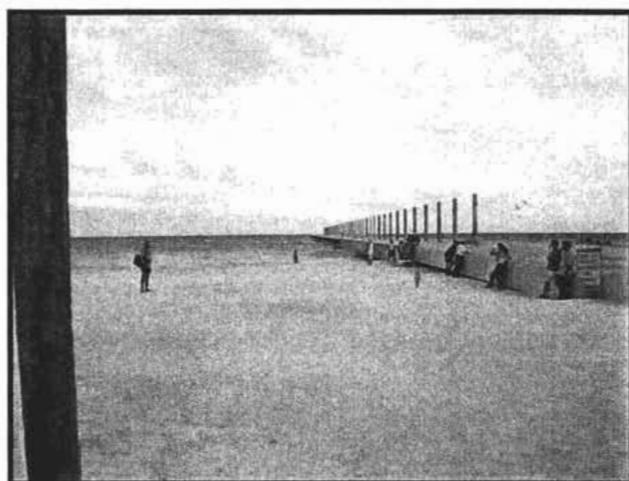
el área de Playa frente al Hotel.



el área de Playa frente al Hotel.



el área de Playa frente al Hotel, así como el muelle que se encuentra en construcción.





## II.III EVALUACIÓN DE DAÑOS

### II.III.I EVALUACIÓN

Los diferentes significados de esta palabra son las siguientes, entre otras:

- Lo que vale una persona o cosa
- Una de las determinaciones posibles de una magnitud o cantidad variable
- Títulos de renta, acciones, obligaciones, etc., que representan cierta cantidad de dinero
- El de una moneda con relación al poder de compra de mercancías
- Determinar el valor de una cosa, ponerle precio, evaluar
- Estimar el valor de algo o alguien.

La evaluación de daños en el medio asegurador consiste en determinar el o los perjuicios sufridos a un bien inmueble el cual esta asegurado y valorizar estas pérdidas para que los mismos sean pagados de acuerdo a un contrato establecido entre el asegurado y la aseguradora.

En este rubro es en el que mas intervención dentro del medio asegurador tiene la Ingeniería Civil, ya que en cualquiera de los eventos que en el capítulo anterior se describieron, nuestra intervención puede ser básica y determinante para la correcta indemnización del bien asegurado.

La intervención rápida y correcta de parte del Ingeniero designado para evaluar y determinar el daño en una estructura o inmueble, es determinante para la compañía de seguros pueda indemnizar lo mas rápido y correctamente a su asegurado, pudiendo con ello tener la plena confianza que este asegurado continuará vinculado con ellos, además de que con estas acciones los llevará a que su cartera de asegurados vaya en aumento, cumpliendo con esto su finalidad.

Gracias a estas acciones se ha logrado que las reaseguradoras tengan cada día mayor confianza en los despachos que prestan este tipo de asesoría en México, con lo cual se ha estado abatiendo la intervención de asesores extranjeros, logrando que cada día que pasa nuestra área de influencia se expanda y que ya estos despachos estén trabajando en el extranjero.

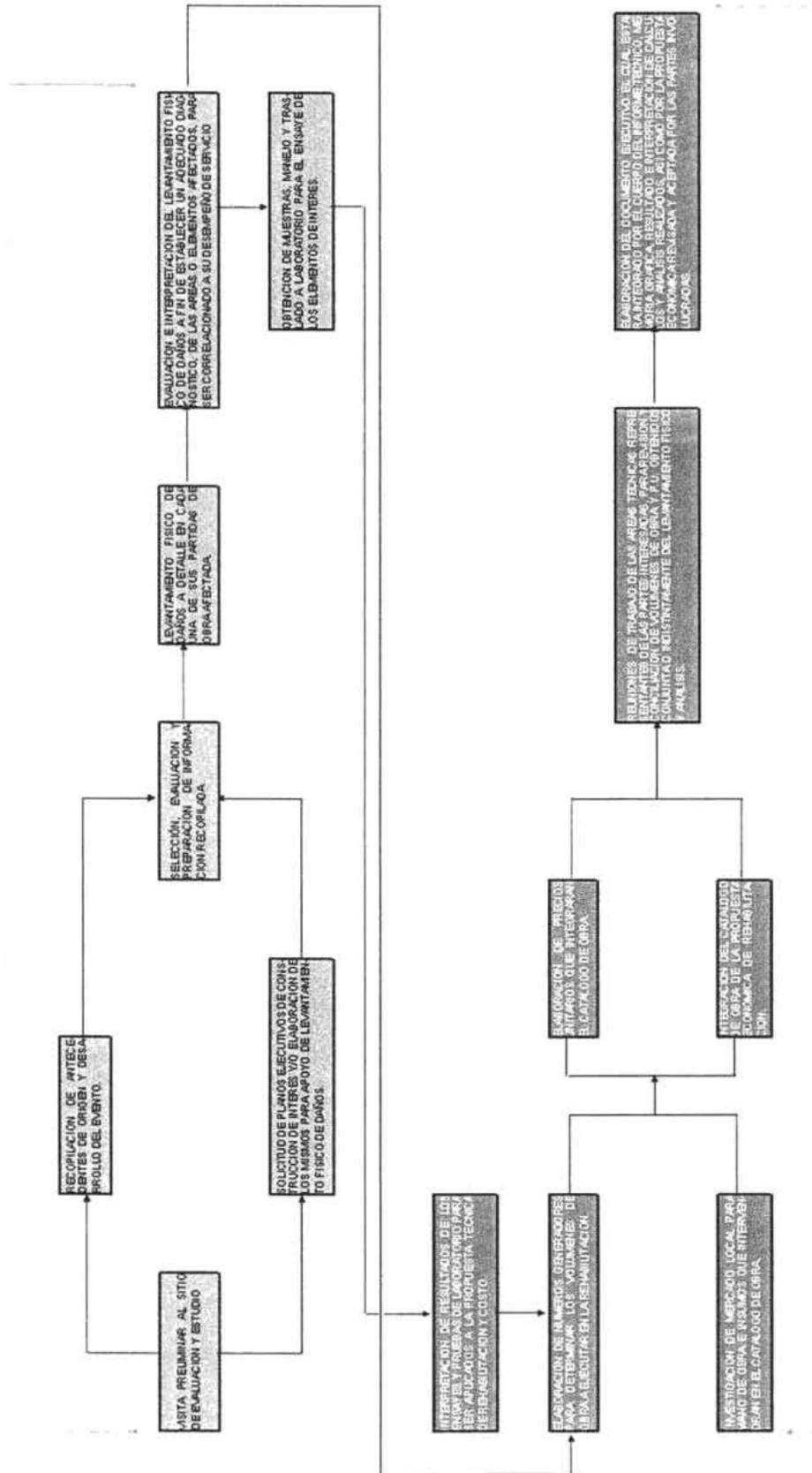
En la actualidad, las compañías reaseguradoras emplean con mayor frecuencia los servicios de despachos locales en la evaluación de daños.

En la tabla No. II.I de este capítulo presentamos a detalle como se deben llevar a cabo estas valuaciones, detallando las mismas en el siguiente capítulo, donde se expone en particular cada una de las acciones que se deberán llevar a cabo para lograr un resultado real y satisfactorio tanto para el **ASEGURADO** como para la **COMPañÍA DE SEGUROS**.

Cabe señalar que en algunos casos la evaluación del daño no corresponde a los métodos y procedimientos de Ingeniería que se deberán seguir ya que el bien asegurado presentaba desde antes de estar siniestrado ya presentaba deficiencias de proyecto o construcción, las cuales deberán señalarse en el momento de llevar a cabo estos cálculos, recomendando siempre la alternativa o solución de reparación que para cada caso en particular es necesario aplicar, ya que de esto dependerá el que el inmueble o estructura pueda ser asegurado nuevamente.



PROCEDIMIENTO PARA LA ELABORACION DEL INFORME DE RESULTADOS DE ORDEN TECNICO Y ECONOMICO.



FASES Y TRABAJOS DE CARRIFETE

Tabla II.I



## CAPITULO III

### III.- INFORME DE RESULTADOS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS.

Como ya ha sido expuesto en capítulos anteriores la ingeniería en sus distintas disciplinas, guarda una interrelación de orden importante con el medio asegurador a nivel mundial, esta vinculación tiene su base en los requerimientos o necesidades de las áreas o departamentos de las compañías de seguros, cuya función es el asegurar edificaciones habitacionales, industriales e infraestructura urbana, así como a los bienes que operan y conservan empresas paraestatales y privadas, siendo el caso de vías terrestres, puertos, aeropuertos etc.

Las compañías de seguros están reconociendo esta colaboración, ya que es uno de los mecanismos que ha participado satisfactoriamente dentro del desarrollo sostenible en su relación de mercado, permitiéndoles adicionalmente diseñar e instrumentar esquemas comerciales direccionados a la oferta y demanda equitativa dentro de la estructura del contrato seguro-asegurado. En otras palabras la ingeniería no solo participa directamente en apoyo al medio asegurador en caso de siniestros aislados o catastróficos, o para evaluación de riesgos asegurables, sino también los asesores profesionales del asegurado, como los arquitectos e ingenieros juegan un papel importante en el resultado final, ya que deberá de entenderse para el primer caso, que un adecuado diagnóstico en el levantamiento y verificación de daños se traducirá en una propuesta económica objetiva para llevar a cabo la rehabilitación de la estructura afectada, que para el segundo, una certera evaluación del riesgo conllevará necesariamente a dar mayores incentivos a dicha relación, como es el caso de la reducción de primas, en estructuras que demuestren y/o sean adaptadas y equipadas para tener un mejor desempeño ante solicitaciones extraordinarias con gran susceptibilidad de presentarse, ya sea por la función que desarrollan, su geometría estructural o bien por el lugar donde se sitúan.

Así mediante una adecuada comunicación y colaboración entre las partes interesadas: asegurado-asesores técnicos y seguro, ajustadores y asesores técnicos; nos permitirá obtener resultados que aporten las soluciones mas adecuadas al caso de estudio, tanto técnicas como económicas en un periodo de tiempo corto, siendo este ultimo factor, un aspecto relevante en el deterioro o agravamiento de los daños inducidos por un siniestro.

Para poder realizar un adecuado diagnóstico de una estructura afectada por cualquier evento extraordinario que ha tenido lugar, o que pudiera presentarse durante su vida de servicio, es fundamental el llevar a cabo un estudio amplio y tan detallado como lo requiera la estructura por evaluar, abarcando diferentes aspectos que son necesarios investigar y que analizados en forma conjunta nos permitirán conocer su grado de afectación real, en la planificación de las investigaciones a realizar se debe de buscar un punto de equilibrio ideal, en el cual la información recabada sea la necesaria y suficiente, a fin de obtener un correcto marco patológico.

En el presente capítulo se indican los lineamientos generales de cómo puede llevarse a cabo un estudio y evaluación de daños causados por eventos extraordinarios como son: sismo, viento, inundación e incendio; asociando al viento e inundación a conceptos climáticos atípicos o como los producidos por huracán. Aclarando que cada caso de estudio deberá tratarse adecuando la investigación a las condiciones particulares del mismo, independientemente si los daños han sido inducidos por un mismo o diferente evento.

Como antecedente a los procedimientos generales que se ocuparan para llevar a cabo un estudio y evaluación de daños, se establecerá inicialmente, como es el mecanismo de contratación de las distintas áreas de ingeniería en apoyo al medio asegurador.

Cuando acontece un siniestro aislado o catastrófico, este es reportado en primera instancia por el propietario o los encargados de la administración de sus bienes al área de siniestros daños de la compañía aseguradora, cuya principal función es el verificar y avalar la indemnización de la pérdida económica debida a un siniestro en la partida de edificaciones urbanas, industriales

e infraestructura paraestatal y privada, así como maquinaria y equipo fijo a la estructura; departamento que regularmente y como estructura operativa emplea para la determinación de los daños y montos económicos de las pérdidas, a un despacho de ajustadores, cuya contratación es por asignación directa, y la elección del mismo, estará en función de la magnitud del evento, especialidad y ubicación.

Una vez asignado el despacho de ajustes, este evaluará preliminarmente y de forma física la magnitud del evento, y por consiguiente la factibilidad de la intervención de un consultor o un despacho de consultoría en ingeniería, contratado bajo el mismo mecanismo, es decir por asignación directa del área correspondiente de la compañía de seguros.

### **III.I PROCEDIMIENTOS GENERALES PARA LA ELABORACIÓN DE UN ESTUDIO TÉCNICO Y EVALUACIÓN DE DAÑOS EN EDIFICACIONES URBANAS E INFRAESTRUCTURA CIVIL.**

#### **III.I.I FASE 1 - TRABAJOS DE CAMPO.**

Esta fase comprende la totalidad de trabajos necesarios a llevarse a cabo en el sitio de estudio, estando integrada por diversas actividades, que deberán de ser planificadas, ya sea en forma sucesiva o simultánea en función de sus condiciones particulares, y que tendrán como objetivo primordial el evaluar, recabar e investigar los diferentes aspectos de interés, para con esto obtener los parámetros suficientes sobre la estructura solicitada, información que al ser seleccionada y procesada en forma conjunta en gabinete, nos permitirá conocer su grado de afectación real, a fin de dejar a un lado toda consideración de índole subjetiva o especulativa no ajustadas a las reglas del buen arte en la materia, lográndose de esta manera un proyecto de rehabilitación y propuesta económica satisfactorios.

#### **III.I.II VISITA PRELIMINAR AL SITIO DE ESTUDIO, RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES Y SOLICITUD DE INFORMACIÓN.**

La primera etapa de los trabajos de campo comprenderá la visita inicial al sitio de estudio, así como la entrevista con el personal que participara en mayor o menor medida en la evaluación y verificación de los daños. En esta etapa, se llevarán a cabo actividades preliminares enfocadas por una parte al conocimiento de la función que ha venido desempeñando la estructura en estudio, mediante la recopilación de sus antecedentes, en los que se deberán de obtener datos históricos de la vida útil de servicio, así como información sobre el origen y desarrollo del evento extraordinario

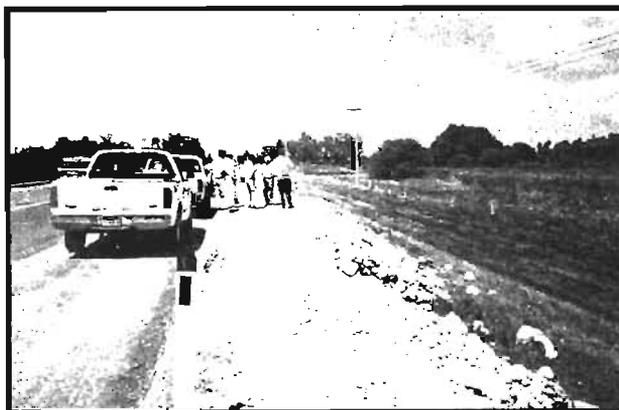


Figura III.I Reunión técnica para evaluación de deslave en hombro de terraplén cpo. Derecho, autopista Querétaro-Irapuato

que la afecto, y por otra parte, el reconocimiento general de inicio de sus aspectos geométricos, los criterios de diseño establecidos en su tipo de estructuración, la calidad de los materiales con que cuenta la construcción, etc., datos que posteriormente tendrán que ser aportados y comparados contra el proyecto original en su parte de interés, indicando que el proyecto ejecutivo y demás documentos correlacionados necesariamente complementaran la solicitud de información, ya que puede existir la posibilidad de que lo construido no corresponda en alguna de sus áreas o elementos conformantes a lo indicado en proyecto.



Por otra parte si no se contara con la información más relevante de esta etapa de trabajo, refiriéndonos al proyecto original, se practicarán levantamientos físicos detallados de la totalidad de la estructura o por lo menos del área siniestrada, acotando la mayor información posible, lo anterior será determinado en base al criterio de los consultores participantes. Adicionalmente dentro de esta misma etapa se establecerán o darán a conocer los procedimientos y alcances del estudio a seguir, debiendo ser acordados más factiblemente por la totalidad de las partes interesadas.

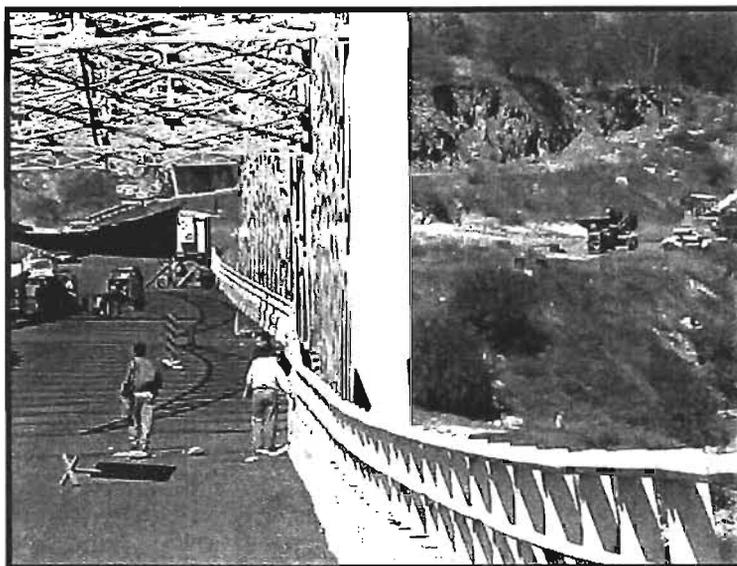


Figura III.II Evaluación preliminar del desplazamiento del apoyo central puente "el infernillo"

### III.I.III SELECCIÓN Y EVALUACIÓN DE INFORMACIÓN RECOPIADA.

Es factible el establecer a esta etapa de trabajo, como el punto de partida de las actividades asociadas a la planeación, en la que se deberá de estimar si la información que ha sido recabada es la necesaria y suficiente, ya que de su adecuada selección, evaluación y preparación, dependerá el poder realizar un levantamiento físico detallado de la estructura en estudio, con un conocimiento previo de la clase de evidencia a buscar y que es lo verdaderamente significativo.

Toda vez que esta información haya sido clasificada apropiadamente, también nos dará la facultad para definir ideas y conceptos prefigurativos acerca de la magnitud de los daños y los efectos que ha ejercido el evento extraordinario, sean estos particulares o generales. Connotado con los aportes documentales de su origen y desarrollo, así como de su reconocimiento general llevado a cabo en la primera etapa.



**ORIGEN.**

**EVENTO EXTRAORDINARIO.**

A.-SISMO

B-INCENDIO

C.-HURACAN.

C'.-VIENTO

C".-INUNDACIÓN.

**DESARROLLO.**

MAGNITUD.  
FUERZA EXTENSIÓN.

TIEMPO DE  
DURACIÓN

TIPO DE MATERIALES QUE  
LO CONSTITUYEN Y ALBERGA.

RESISTENCIA  
CAPACIDAD

**EFFECTOS.**

**EVALUACIÓN VISUAL.**

DE FALLA  
COLAPSOS PARCIALES O TOTALES  
AGRIETAMIENTOS.  
DEFORMACIONES APRECIABLES

DE SERVICIO  
FISURAMIENTOS Y  
DESPLAZAMIENTOS.

Tabla III.I

**III.I.IV LEVANTAMIENTO FÍSICO DE DAÑOS.**

En la introducción de este capítulo se ha comentado, que para lograr una acertada calificación de una estructura afectada por un evento extraordinario, es básico el llevar a cabo un estudio que revise la totalidad de los efectos inducidos en forma particular y global, abarcando diferentes aspectos de investigación y análisis enmarcados dentro de un esquema planificado.

De esta manera, el estudio y evaluación de daños serán determinados en principio por un levantamiento físico detallado de las áreas afectadas, el cual deberá aportar información consistente de cada uno de sus elementos conformantes, especificando el tipo de daños presentes, su magnitud, ubicación y extensión; debiendo quedar perfectamente acotados, de tal manera de reproducir lo más exactamente posible las condiciones encontradas, apoyándonos para ello con la parte correspondiente del proyecto ejecutivo que nos fue proporcionado o bien obtenido en campo, así como en demás información de antecedente que nos aporte aspectos asociados al análisis. La totalidad del levantamiento quedara plasmado en planos o plantillas apropiadas para tal fin.

El personal que realice la inspección deberá de revisar y palpar directamente todos y cada uno de los elementos situados en las áreas del siniestro, y adicionalmente los espacios adyacentes y sus elementos integrantes, para evaluar su servicio ante la posible ocurrencia de daños indirectos originados por la transmisión de sobreesfuerzos mecánicos o de otra índole.



Si bien es cierto que no existe un procedimiento en la práctica que pueda ser aplicable a manera de fórmula para la totalidad de los casos de estudio que nos ocupan, ya que cada proyecto contiene y demuestra diferentes formatos de investigación y por consiguiente tendrá que tratarse en lo particular, señalamos a continuación los criterios básicos que deberán de tomarse en cuenta para enfrentar técnicamente el problema que representa una estructura solicitada bajo diferentes eventos extraordinarios, lo que nos ayudara adicionalmente a precisar y complementar los puntos referidos en la tabla III.I, y a responder mas adecuadamente a la pregunta de ¿Cómo y que inspeccionar; y como repararlo?.

### **III.I.V EVALUACIÓN DE DAÑOS ANTE SOLICITACIÓN POR SISMO.**

Los efectos inducidos por un sismo en una estructura urbana o de infraestructura son variables, y dependerán de factores directos e indirectos asociados, siendo estos últimos: magnitud, duración y regionalización; y los primeros: su resolución geometría, materiales que la constituyen; y mas principalmente de los criterios estructurales adoptados en su materialización, que en conjunto determinaran su desempeño y respuesta; ya en el caso mas critico podrían tener lugar colapsos locales o generales; y/o daños irreversibles, y en el menor un sin numero de fallas típicas de servicio, ambos patrones deberán de ser evaluados dependiendo de su magnitud; a manera visual, táctil y auditivamente; y de ser requerible mediante pruebas, ensayos y modelos estructurales, temas que serán tratados mas adelante en este capitulo.

Lo anterior nos llevara a clasificar a los distintos comportamientos, dentro de lo estipulado en los criterios de diseño estructural, citados en el capitulo III, del reglamento de construcciones para el distrito federal o en su normatividad correspondiente, que invariablemente serán connotados dentro de estados limite de falla o servicio, independientemente de la acción accidental que se presentara durante su vida útil.

Indicándose que se considerara como estado limite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga y por estado limite de servicio a la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

Habiendo quedado establecido el significado de los estados limite de falla y servicio inducidos por acciones accidentales, indicamos a continuación los requisitos básicos que deberán atenderse en el proceso de inspección de daños.

En levantamiento de campo por medios visuales y de mediciones:

- Fisuramientos
- Agrietamientos.
- Desplazamiento de los marcos de superestructura, manifestado por el agrietamiento de muros de mampostería a manera lineal o diagonal.
- Deformaciones permanentes en marcos dúctiles.
- Desconchamientos de elementos estructurales. (desprendimientos de secciones de concreto)
- Movimientos verticales (hundimiento o emersión)
- Inclinación visible (desplome)
- Colapsos parciales o totales.



Figura III.III (A) La imagen refiere a un plano de falla con un patrón de ruptura por corrimiento, manifestada sobre una superficie de rodamiento.

Figura III.III (B) La imagen presenta el colapso de edificios debido al sismo ocurrido en la ciudad de México en el año de 1985.



Figura III.III (C) La imagen presenta daños en estructura debido al sismo ocurrido en la ciudad de Manzanillo, Colima en el año de 1995.



### III.I.VI EVALUACIÓN DE DAÑOS ANTE SOLICITACIÓN POR INCENDIO.

A continuación se presentaran los lineamientos generales de cómo puede llevarse a cabo un estudio y evaluación de daños causados por fuego en una edificación urbana de orden habitacional o industrial, en las que la probabilidad de un incendio es mas susceptible de ocurrir por la naturaleza y cantidad de los materiales combustibles contenidos, los que al interaccionar con otras condiciones que pueden existir o hacerse presentes como son; la facilidad de acceso del aire exterior al lugar del fuego, debida a corrientes que se producen a través de vanos o grandes espacios abiertos así como la inexistencia o características de los materiales empleados en el confinamiento de áreas. Determinaran las temperaturas máximas, la cantidad de calor producido, la velocidad de combustión, la velocidad con las que aumentan las temperaturas y el tiempo de duración total del incendio; de esta manera de su magnitud y extensión dependerá el grado de efectos inducidos sobre la estructura así como su proporción de daños.

Las características de los materiales que conforman la superestructura conjuntamente con los criterios adoptados en su diseño y su resolución geométrica serán aspectos determinantes en el desempeño y respuesta última para este tipo de solicitaciones, ya que de sus propiedades particulares y generales de diseño dependerá la resistencia al fuego, cuya definición básica es; la capacidad de un material o un elemento estructural de permanecer ejerciendo las funciones para las que ha sido diseñado, durante un tiempo determinado bajo la acción accidental por fuego, sin embargo los efectos de un incendio en una estructura completa quedaran fuera de la resistencia al fuego de elementos estructurales individuales debido por una parte, a los efectos incidentes por expansión general y por otra a los efectos de continuidad y restricción ejercido por un elemento sobre otro.

Las temperaturas especiales a que se elevan los incendios reales de edificios generalmente alcanzan los 1000°C o más, y son muy pocos los materiales que conservan una resistencia estructural de importancia a dichas temperaturas. Así la mayor apropiación del concreto reforzado en la constitución de edificaciones urbanas (casas habitación, edificios de oficinas, escuelas, estadios etc.) es el resultado de experiencias, investigaciones o reglamentos locales; que han demostrado y justifican cada vez mas su extenso uso y aplicación, ya que este presenta mejores características de resistencia al ataque del fuego, si lo comparamos con otros materiales de construcción como es el caso de la madera y el acero, a los que es necesario adicionarles agentes retardantes de ignición; y/o protegerlos mediante elementos adicionales que reúnan propiedades para evitar o minimizar deformaciones plásticas por fluencia, sin embargo indicamos que en la mayoría de los casos estas estructuras llegan a presentar daños irreversibles o bien rehabilitaciones altamente costosas.

Para el caso que nos ocupa el desarrollo de las técnicas por estado límite para diseño inicial y/o de evaluación ante una acción accidental debida a fuego, necesariamente serán aplicables.

De lo anterior establecemos que el estado límite de estabilidad en un incendio corresponde al estado límite final en el diseño ordinario, y el estado límite de integridad en un incendio es equivalente a los estados límite de durabilidad, como se indica en la figura III.III.I

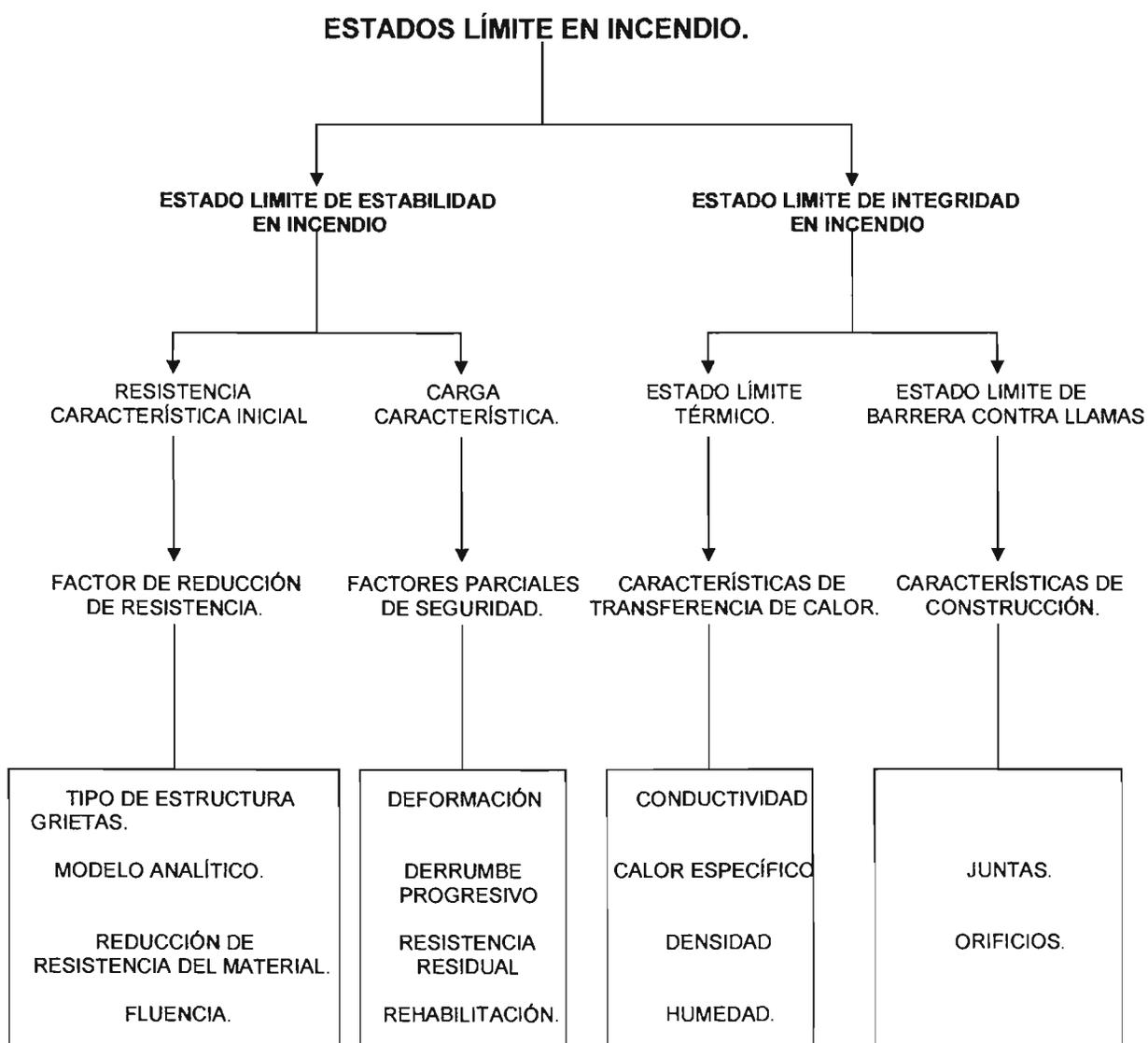


Tabla III.II

### III.I.VII EFECTOS DE LA TEMPERATURA EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

#### ▪ Transmisión de temperatura.

Una propiedad importante del concreto ante la acción de un fuego patrón, es la cualidad de resistir la transmisión de calor y de limitar las temperaturas actuantes a una zona comparativamente poco profunda cerca de la superficie expuesta, esto debido a su baja conductividad térmica, llegándose a afectar ante temperaturas elevadas únicamente las capas mas externas o superficiales en profundidades de 50 a 100 mm., exceptuando cuando el incendio tenga una gran duración donde puedan llegar a ser mayores aun.

En cada incendio independientemente de su curso específico, se presentaran los rasgos esenciales citados en el primer párrafo de solicitud por incendio y de los cuales dependerá el grado de efectos inducidos sobre la estructura solicitada, asociándose a una curva de



TIEMPO/TEMPERATURA, en la que las manifestaciones podrán ser apreciables en elementos aislados o de conjunto, siendo estas las siguientes:

- **Coloración y Modulo Elástico.**

Tendrá lugar una serie de cambios progresivos de color que son característicos para cada nivel de temperatura alcanzado; esta coloración se conservara aun después del enfriamiento y podrá identificarse prácticamente en todos los tipos de concreto, mas factiblemente en el fabricado con agregados silíceos, pudiéndose manifestar en la superficie y dentro de la sección del concreto, dependiendo de la profundidad de penetración del calor, dicha coloración estará también relacionada al porcentaje de resistencia a la compresión simple y al modulo de elasticidad como se muestra en las figuras III.IV y III.V

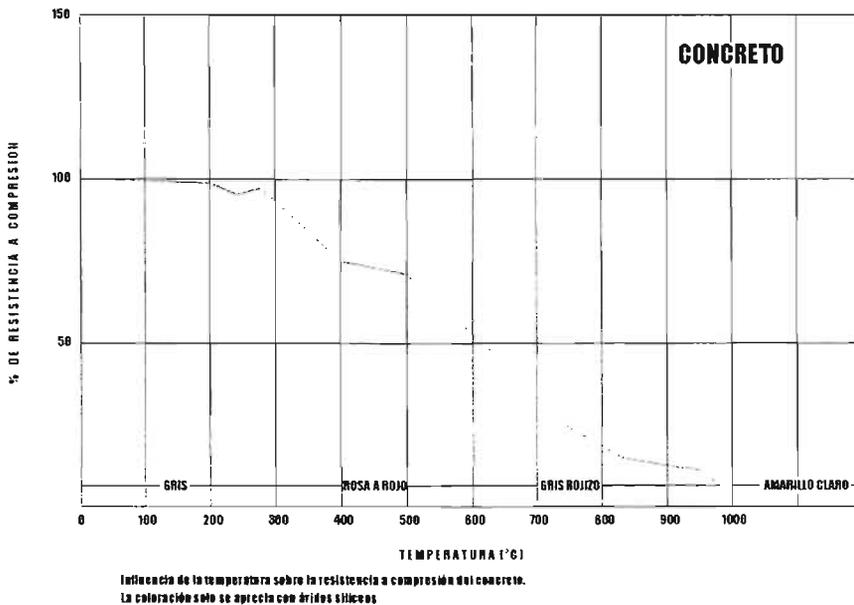


Figura III.IV

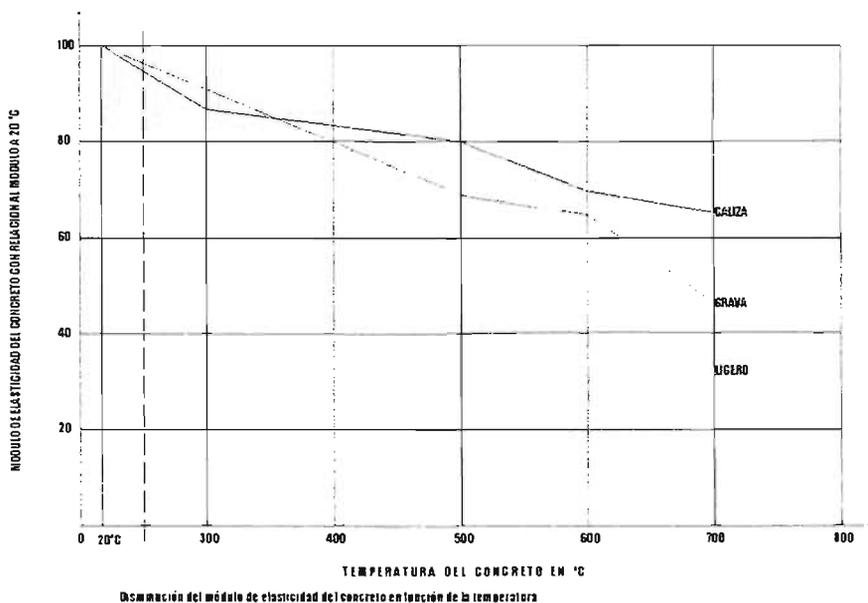


Figura III.V



La resistencia del concreto disminuye conforme se eleva la temperatura y hay disminución al enfriarse debido al microagrietamiento adicional presente en la sección interna del concreto; el rango de temperatura índice, en el que se da inicio a un cambio de coloración es hacia los 300°C, temperatura que es importante por dos razones: A) es la temperatura bajo la cual se presenta el cambio inicial de coloración de gris a tonalidad rosada; y es también B) la temperatura bajo la cual el efecto del calor sobre la resistencia del concreto probablemente es insignificante en términos estructurales ya que la mayoría de las estructuras de concreto expuestas a temperaturas no superiores a los 300°C conservan un 75% de resistencia residual, y una vez eliminada la sección mas superficial de tonalidad rosada es aceptable el inferir que el concreto restante tendrá una resistencia promedio no menor al 80% de la de diseño, que por lo general dicha reducción estará adecuadamente compensada por el aumento en la resistencia, como resultado de una madurez incrementada desde que se logro la resistencia de proyecto.



Figura III.VI Núcleos de concreto endurecido de diámetro pequeño auxilian a dimensionar adecuadamente la profundidad de la coloración rosada y los micro agrietamientos existentes.

El modulo de elasticidad también va sufriendo disminuciones por la acción de las altas temperaturas, lo cual es especialmente peligroso si el concreto forma parte de elementos de pequeño espesor, como pueden ser losas o placas, siendo este el motivo junto con las dilataciones del acero, de las grandes deformaciones que pueden presentar estos elementos estructurales.

El efecto de las altas temperaturas sobre la resistencia a la fluencia de las varillas de refuerzo comunes, durante la aplicación del calor y después del enfriamiento, generaran cambios a manera de disminución en sus propiedades mecánicas. Así pues, una baja en la resistencia a la fluencia del refuerzo al 33% aproximadamente del valor normal, probablemente de cómo resultado un colapso parcial o total durante el incendio, o cuando menos una deflexión severa. La ausencia de esta evidencia, es por lo tanto, señal de que la temperatura del acero durante el incendio, no excedió un rango sobre los 600°C, la conclusión, puede ser entonces, que el refuerzo de los elementos sometidos a flexión que no muestren señales visibles de deformación severa, muy probablemente no hayan sufrido una reducción permanente en su resistencia residual a la fluencia.



### ▪ Desconchamiento, Desprendimiento y Agrietamiento.

Las anteriores manifestaciones en elementos estructurales son fallas típicas debidas a incendio, sin embargo estas, también se pueden presentar bajo acciones sísmicas considerables, de las cuales ya hemos hecho mención; para el caso que nos ocupa, su ocurrencia dependerá de la magnitud del mismo en su fase de equilibrio, en la cual tienen lugar las mayores temperaturas por un régimen de combustión uniforme llegándose a alcanzar en este, temperaturas entre  $600^{\circ}\text{C}$  y  $> 1000^{\circ}\text{C}$ , así como por la naturaleza de la estructura, la cual puede brindar factores asociados a dicho régimen, facilitando o incrementando la susceptibilidad de estas fallas.

Por otra parte, existen daños debidos a la acción de gases que contienen ácido clorhídrico, así como los que emite el PVC en ignición como resultado de su exposición al fuego. Inicialmente haremos referencia al desconchamiento del que podemos distinguir tres tipos:

- Desconchamiento del agregado.
- Desconchamiento explosivo.
- Desprendimientos.

De esta manera, el desconchamiento del agregado se debe al estallido y facturación de sus partículas, como resultado de cambios físicos o químicos bajo temperaturas elevadas. Por regla general, su manifestación es en poca extensión, limitándose solo a la superficie del elemento de concreto.

El desconchamiento explosivo, tiene su base por una parte, en los esfuerzos de tensión

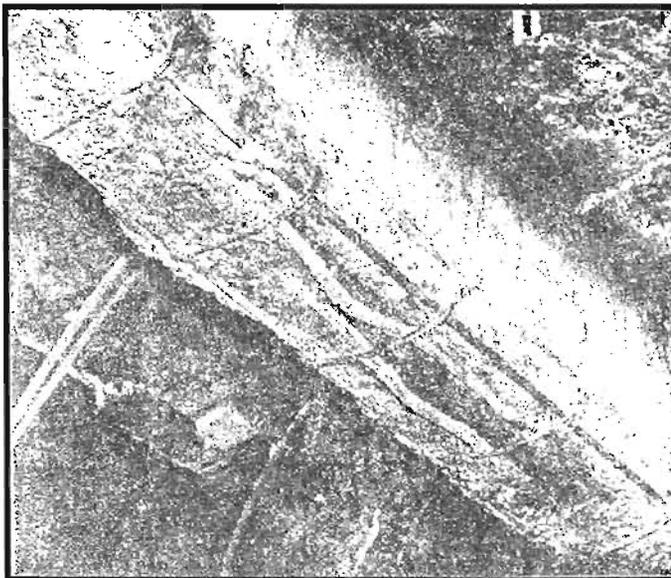


Figura III.VII Muestra del desconchamiento debido a la acción del fuego.

causados por el vapor de agua, inducidos internamente, y por otra a los esfuerzos de restricción debidos a la elevación de temperatura, los primeros dependen en gran parte del contenido de humedad, y por tanto, de la edad del concreto, desarrollándose regularmente esfuerzos de tensión elevados, en concretos jóvenes, los esfuerzos de restricción estarán asociados directamente a concretos en los que el proceso de hidratación se a completado, encontrándose en la etapa de una madurez incrementada desde que se logro la resistencia de diseño, esta condición de falla puede ser la causa de que parte del refuerzo estructuralmente importante, quede expuesto.

El desconchamiento por desprendimientos, se refiere a las capas o trozos de concreto de tamaños diversos, que ocurren como resultado de una exposición al fuego bastante larga. Este fenómeno es producido por roturas o agrietamiento del concreto, y es mas probable que se presente aumentando la deformación.



Las grietas son causadas por esfuerzos inducidos internamente (auto equilibrantes), que resultan de diferencias en la expansión térmica, asociada con la distribución irregular de temperatura sobre una sección transversal y por esfuerzos de restricción debidos a expansión diferencial entre el concreto y el refuerzo.

Como último punto de este apartado, los vapores de ácido clorhídrico que están presentes cuando se quema el PVC reaccionan con la pasta de cemento endurecida del concreto, dando origen a la formación de cloruro de calcio, la concentración resultante de cloruro en una sección profunda del concreto, puede constituir un riesgo para el acero de refuerzo.

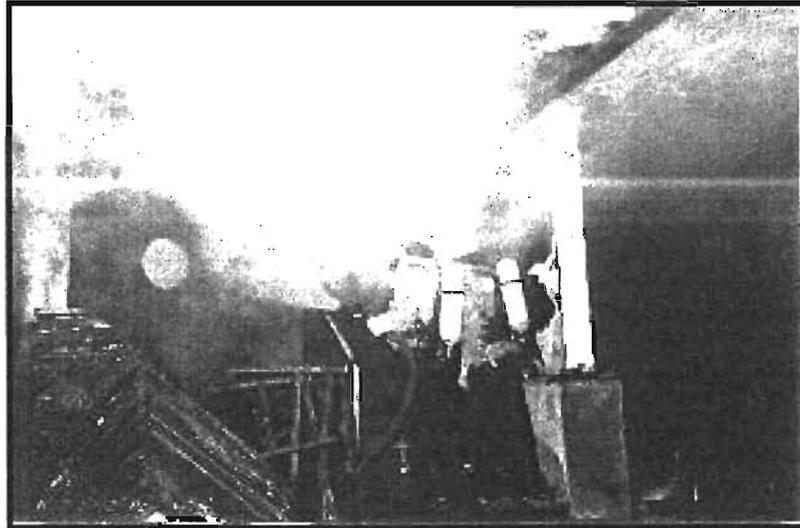


Figura III.VIII Daños del PVC por causa del incendio

## II.I.VIII EVALUACIÓN DE DAÑOS ANTE SOLICITACIÓN POR HURACÁN.

El presente apartado refiere a una de las acciones accidentales con igual o mayor poder destructivo que un sismo de grandes proporciones; la magnitud de los daños producidos a estructuras urbanas y demás infraestructuras debidas a este evento, dependerá de su categoría, la cual será dimensionada por la velocidad de los vientos, sin embargo, existe una combinación de factores colaterales que caracterizan a las tormentas ciclónicas tropicales, los cuales son originados por el factor principal, y que necesariamente incrementaran los efectos sobre las estructuras dispuestas en áreas próximas a las regiones costeras, siendo estos, la elevación del nivel del mar y fuertes precipitaciones, jugando un papel importante la topografía zonal.

Por otra parte, al igual que en las acciones accidentales anteriores la mejor respuesta de las estructuras ante este evento, dependerá de sus características constructivas, en otras palabras, un diseño que no reúna los factores de seguridad adecuados contra la combinación de acciones mas desfavorables capaces de ocurrir en su vida de servicio, será altamente vulnerable.

La tabla III.III Refiere la clasificación del desarrollo de los huracanes basada en la intensidad de la tormenta, que refleja el daño potencial. El método de categorización más comúnmente usado es aquel desarrollado por H. Saffir y R.G. Simpson (tabla III.IV). Como ya fue indicado, la determinación del nivel de categoría depende principalmente de la presión barométrica y de las velocidades sostenidas del viento. Los niveles de mareas de tormentas fluctúan grandemente debido a las condiciones atmosféricas y batimétricas. Los niveles esperados de las mareas de tormentas son estimados generales de una típica ocurrencia de un huracán.



## CLASIFICACIÓN DEL DESARROLLO DE LOS HURACANES

AMBIENTE	DESARROLLO	CRITERIOS
Tropical	Depresión	Vientos máximos sostenidos $\leq 63$ km/h (39 millas/h)
	Tormenta tropical	$63$ km/h $<$ vientos sostenidos $< 119$ km/h (74 millas/h)
	Huracán	Vientos sostenidos $\geq 119$ km/h (74 millas/h)
	Depresión tropical (disipación)	Vientos máximos sostenidos $\leq 63$ km/h (39 millas/h)
No tropical	Tormenta Subtropical (disipación)	$63$ km/h $<$ vientos sostenidos $< 119$ km/h (74 millas/h)
	Depresión Subtropical (disipación)	Vientos máximos sostenidos $\leq 63$ km/h (39 millas/h)

Fuente: Adaptado de Neumann, C.J. et al. Tropical Cyclones of the North Atlantic Ocean, 1871-1986 (Washington, D.C: U.S. Department of Commerce, NOAA, 1987).

Tabla III.III

## ESCALA DE HURACANES SAFFIR-SIMPSON (SSH)

Número de categoría del huracán	Vientos sostenidos		Presión atmosférica en el ojo (milibares)	Maretazo de la tormenta		Nivel de daño
	(km/h)	(millas/h)		(metros)	(pies)	
1	119- 153	74- 95	980	1,2- 1,5	4,0 - 4,9	Bajo
2	154- 177	96-110	965 - 979	1,8-2,4	5,9- 7,9	Moderado
3	179 - 209	111 - 130	945 - 964	2,7 - 3,7	8,9- 12,2	Extenso
4	211 - 249	131 - 155	920 - 944	4,0 - 5,5	13,0- 18,0	Extremo
5	$< 249$	$< 920$	$< 920$	$> 5,5$	$> 18,0$	Catastrófico

Fuente: Adaptado de Oliver, J. y Fairbridge, R. The Encyclopedia of Climatology (New York: Van Nostrand Reinhold Co., Inc., 1987).

Tabla III.IV

La verificación de la respuesta estructural post evento y evaluación de daños para la acción accidental que nos ocupa, igualmente quedara clasificada dentro de los lineamientos que establece la normatividad local o regional del área afectada, refiriéndonos a la verificación de los estados límite de falla y servicio, apropiándose para este caso lo establecido en sismo y viento, ya que Las velocidades de los vientos de los huracanes pueden llegar hasta los 250 km/h (155mph) en la pared del huracán, y ráfagas que exceden los 360km/hr (224mph). El poder destructivo del viento aumenta con el cuadrado de su velocidad. Así pues, un aumento de la velocidad del viento de tres veces aumenta su poder destructivo por un factor de nueve. La topografía juega un rol importante: la velocidad del viento disminuye a baja elevación por los obstáculos físicos y áreas protegidas, y aumenta al pasar sobre las cimas de los cerros (Davenport, 1985; ver Figura IIIIX). Otro agente que contribuye a la destrucción es la fuerza vertical hacia arriba, que acompaña a los huracanes: cuanto mayores la dimensión vertical de un huracán, tanto mayor es el efecto de la fuerza vertical hacia arriba.

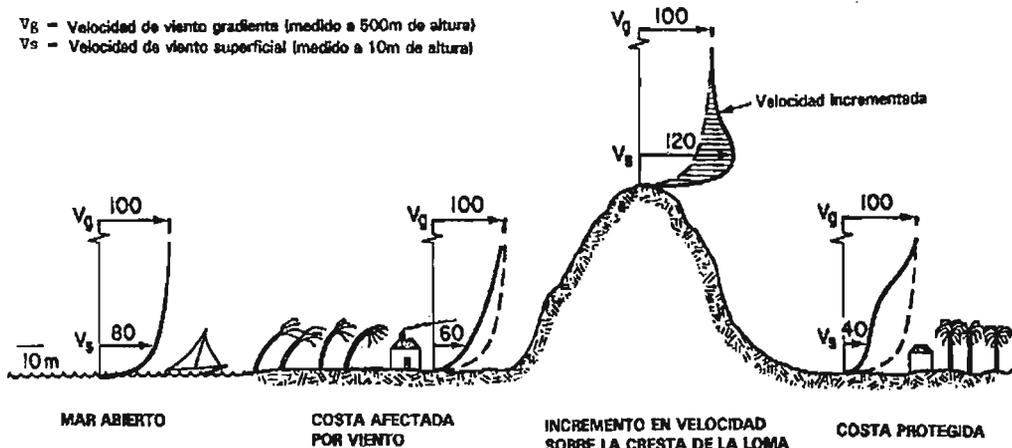


Figura III.IX

La destrucción es causada sea por impacto directo del viento o por el material que acarrea el aire. Los edificios altos se pueden sacudir o aún colapsar. Las drásticas diferencias en presión barométrica en un huracán, pueden hacer que las estructuras cerradas explodieran y que la succión levante los techos o aún edificios enteros. Pero la mayor destrucción, número de víctimas y daños se debe a objetos acarreados por los vientos, cuya fuerza de impacto está directamente relacionada a su masa y el cuadrado de su velocidad. El daño causado por un vehículo acarreado por el viento a cualquier cosa que golpee, será mayor que si sólo la hubiera impactado el viento. El techado o las tejas mal afianzadas al edificio son los proyectiles más comunes. Otros objetos comunes son antenas, postes de teléfono, árboles, y objetos sueltos de las construcciones.

Se han adoptado normas de construcción para resistir las altas velocidades de los vientos en casi todos los países expuestos a un alto riesgo. Los códigos recomiendan que las estructuras mantengan una capacidad de resistencia a la presión de la velocidad del viento medio local, calculada promediando la presión del viento durante diez minutos para la velocidad más alta esperada en 50 años. El Código de Construcción para el Caribe (Caribbean Uniform Building Code, CUBIC) que está siendo considerado por los países del Caribe, indica la presión de velocidad de un viento referencial para cada país. La tabla III.III muestra la relación entre velocidad de viento, expresada en el código en términos de metros por segundo, en vez de kilómetros o millas por hora, y los daños generales a la propiedad. Nótese la correlación entre esto y la escala SSH de la tabla III.IV.

Velocidad del viento	Daños
22-35 m/s	Menores
36-45 m/s	Intermedios (pérdida de ventanas)
> 45 m/s	Estructurales

Tabla III.V



### III.I.IX RELACIÓN ENTRE VELOCIDAD DEL VIENTO Y DAÑOS GENERALES A LA PROPIEDAD

El segundo factor asociado a este fenómeno natural y a la acción del viento es la precipitación. Las lluvias que acompañan a los huracanes son extremadamente variables y difíciles de predecir, pueden ser muy fuertes y durar varios días o se pueden disipar en horas. En la incidencia de la precipitación se reconocen como importantes la topografía local, la humedad y la velocidad de avance de un huracán, pero los intentos para determinar una conexión directa han sido estériles hasta ahora.

La fuerte precipitación causa dos tipos de destrucción. El primero es debido a la infiltración del agua en los edificios causando daños estructurales; si la lluvia es continua y persistente, las estructuras simplemente pueden colapsar por el peso del agua absorbida. El segundo, más generalizado, común y mucho más dañino, es la inundación sobre tierra, que pone en riesgo todos los valles junto con sus estructuras e instalaciones críticas de transporte tales como carreteras y puentes.

Los deslizamientos, como peligros secundarios, frecuentemente son originados por una fuerte precipitación. Las áreas con pendientes desde medianas hasta muy pronunciadas se sobresaturan y fallan a lo largo de las zonas más débiles. Así, las áreas en un valle de terrenos bajos no son los únicos lugares vulnerables a la precipitación.

Como último factor asociado, y que al igual inducirá daños graves, principalmente a las construcciones próximas a la costa invariablemente de la función que desempeñen, son las mareas de tormenta determinadas estas, como la elevación temporal del nivel del mar causada por el agua impulsada sobre tierra, principalmente por la fuerza de los vientos del huracán hacia la costa y, sólo de manera secundaria, por la reducción de la presión barométrica a nivel del mar entre el ojo de la tormenta y la región externa.

La magnitud de la marea en un determinado lugar también es función del radio de los vientos máximos del huracán, la velocidad de avance del sistema y la batimetría frente a la costa. Es aquí donde surge la dificultad para pronosticar los niveles de mareas de tormenta. Los registros históricos indican que un aumento del nivel promedio del mar puede ser insignificante o puede ser hasta de unos 7,5 metros (24,6 pies). Las zonas costeras más vulnerables son aquellas con las mayores frecuencias históricas de impactos a tierra. Sea cual fuera su altura, el gran domo de agua frecuentemente tiene un ancho de 150km (93 millas) y avanza hacia la costa donde aterriza el ojo del huracán.

En síntesis la vulnerabilidad de edificios y de elementos de la infraestructura se determinará primero por su ubicación respecto a las áreas propensas al peligro. Las mareas de tormentas y la acción de las olas pueden causar daños severos en áreas sobre el litoral o a terrenos bajos en la costa; las lluvias fuertes que acompañan a los huracanes pueden causar inundaciones súbitas o inundaciones a lo largo de los canales de los ríos y en áreas bajas; la lluvia también puede causar deslizamientos de tierra y flujos de lodo sobre pendientes fuertes y taludes inestables en las carreteras; y las estructuras en áreas expuestas como quebradas y acantilados, serán particularmente vulnerables a daños de vientos.



Figura III.X Imagen del paso de un Huracán

A continuación se enlistan los estados límite de falla y servicio capaces de presentarse en las estructuras e infraestructuras situadas sobre el litoral o próximas a este, condicionándolas únicamente a lo observado en sismo, ya que el efecto de viento y marejada igualmente se connotan con dicha acción accidental, al ejercer cargas laterales, por otra parte ante el factor asociado de lluvia extraordinaria, el cual induce en ciertos casos erosiones, reblandecimiento, lubricación etc., sobre el suelo de soporte de las mismas, se citan los estados límite para verificación de cimentaciones.

#### **EN LEVANTAMIENTO DE CAMPO POR MEDIOS VISUALES Y DE MEDICIONES:**

- Fisuramientos
- Agrietamientos.
- Desplazamiento de los marcos de superestructura, manifestado por el agrietamiento de muros de mampostería a manera lineal o diagonal.
- Deformaciones permanentes en marcos dúctiles.
- Desconchamientos de elementos estructurales. (desprendimientos de secciones de concreto)
- Movimientos verticales (hundimiento o emersión)
- Inclinación visible (desplome)
- Colapsos parciales o totales.

#### **III.I.X EVALUACIÓN E INTERPRETACIÓN DEL LEVANTAMIENTO FÍSICO DE DAÑOS.**

La correcta evaluación e interpretación de la información aportada por el levantamiento físico de daños, nos llevara a establecer un marco de diagnostico acertado de una estructura solicitada, bajo cualquier acción accidental y/o extraordinaria que haya tenido lugar. Lo que nos permitirá precisar el tipo de daño, magnitud y extensión de las áreas o elementos afectados, así como su desempeño ante dicha acción post-evento, que necesariamente deberán correlacionarse en esta etapa de estudio, con la verificación de los estados límite mediante la practica de análisis numéricos más superficiales; de los cuales ya se ha hecho una evaluación preliminar. Por otra parte, de los resultados obtenidos, se determinara si el levantamiento físico reúne la totalidad de los aspectos de interés pretendidos para el caso de estudio, o bien si se requieren mayores alcances de investigación; los cuales necesariamente se desprenderán de pruebas realizadas en los laboratorios de mecánica de materiales correspondientes; la obtención y ensaye de los especímenes nos proporcionaran parámetros aplicables a modelos matemático-analíticos, para con esto disipar toda índole de aspecto subjetivo.



De esta fase de trabajo, y en función de los alcances dados a la investigación, se desprenderán las diversas alternativas o proyectos de rehabilitación de la estructura afectada, pudiendo ser estos de carácter particular o global, de los cuales se seleccionara la propuesta que reúna la totalidad de condiciones más acertadas en función de ingeniería y costo.

Así, la calidad y precisión del diagnostico, será la clave fundamental para evitar indeterminaciones en el proyecto de reparación y durante la ejecución de los trabajos, que por consiguiente será reflejado en el importe de obra. El proyecto debe realizarse con todo detalle, indicando claramente los procedimientos constructivos para cada caso y sus respectivas especificaciones sobre los materiales, equipos y sistemas de ejecución a ser empleados.

El proyecto de rehabilitación deberá orientarse a restituírle a los elementos estructurales afectados, al menos, sus condiciones y capacidad que poseían antes de ocurrir el siniestro.

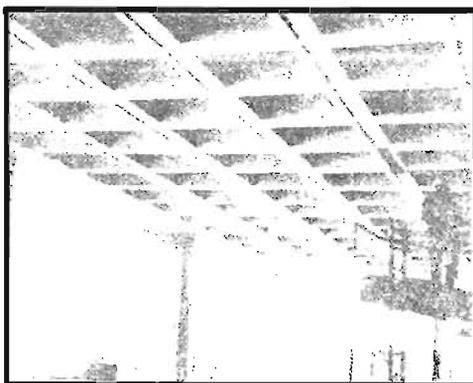
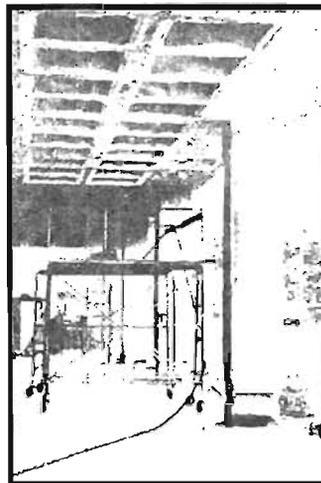


Figura III.XI Desconchamiento de una losa nervada en la planta baja de un edificio administrativo por efectos de incendio.

Figura III.XII Restauración de la losa mediante concreto lanzado.  
(Cortesía de Tokret GmbH.)



Las actividades y estudios llevados a cabo hasta esta etapa de trabajo, así como los resultados y parámetros obtenidos que serán aplicados a la ingeniería del proyecto de rehabilitación, fueron derivados de un programa de investigación planificado, direccionado a la práctica e instalación de procedimientos para la evaluación de una estructura o infraestructura solicitada por una acción accidental y/o extraordinaria que pueda llegar a presentarse en su vida útil de servicio; precisándonos técnicamente los conceptos sobre la magnitud de los daños, los efectos que ha ejercido sobre la estructura, su capacidad de respuesta y su modelo de rehabilitación, complementando y definiendo lo establecido en la figura III.III.1



## ORIGEN.

### EVENTO EXTRAORDINARIO.

A.-SISMO

B.-HURACÁN

C.-INCENDIO.

B'.-VIENTO

B".-INUNDACIÓN.

## DESARROLLO.

MAGNITUD.  
FUERZA EXTENSIÓN.

TIEMPO DE  
DURACIÓN

TIPO DE MATERIALES QUE  
LO CONSTITUYEN Y ALBERGA.

RESISTENCIA  
CAPACIDAD

## EFFECTOS.

### EVALUACIÓN POR ESTADOS LÍMITE.

DE SERVICIO

AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA ESTRUCTURA O DE CUALESQUIERA DE SUS COMPONENTES DAÑOS IRREVERSIBLES  
CARGAS

DE FALLA

DAÑOS QUE AFECTEN EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE LA EDIFICACION PERO QUE NO PERJUDIQUEN SU CAPACIDAD PARA SOPORTAR

(COLAPSOS PARCIALES O TOTALES)  
(DEFORMACIÓN SEVERA)

(DESPLAZAMIENTOS, AGRIETAMIENTOS)

## EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO.

### RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA ANTE SOLICITACIÓN.

ADECUADA.

MEDIA.

NULA.

ESTADO LIMITE DE SERVICIO.  
FALLA

ESTADO LIMITE DE SERVICIO/  
DE FALLA

ESTADO LIMITE DE  
FALLA

## PROYECTO DE REHABILITACIÓN Y COSTO.

INTERVENCIÓN MÍNIMA

INTERVENCIÓN MEDIA

INTERVENCIÓN MAYOR

RECONSTRUCCIÓN  
NO SE REQUIERE PROYECTO  
REF.  
DE ÁREAS

SE REQUIERE PROY. DE REF.  
Y/O SUSTITUCIÓN PARCIAL DE ELEMENTOS

SE REQUIERE PROY. DE  
PARCIAL O TOTAL

COSTO BÁSICO

COSTO MEDIO / 25% Y <50% DEL VALOR

COSTO MAYOR / 50% Y < 80% DEL VALOR



### **III.I.XI OBTENCIÓN DE MUESTRAS, MANEJO, ENSAYE E INTERPRETACIÓN.**

Cuando sea requerible el llevar a cabo una verificación de calidad, y mas principalmente de las características físico-mecánicas sobre elementos y/o materiales, que constituyen una estructura que ha sido solicitada por alguna de las acciones accidentales anteriormente referidas, estas, necesariamente se desprenderán de ensayos practicados a especímenes en laboratorios; que en ciertos casos, podrán ser instrumentados en campo para ser correlacionados.

Para el caso que nos ocupa, la totalidad de pruebas a practicarse, estarán direccionadas a la obtención de parámetros que serán asociados a modelos de análisis y/o investigación. Por consiguiente el criterio del muestreo deberá de ser consistente, a fin de reflejar las condiciones reales lo más representativamente posible.

En esta parte se tratara en forma general, sobre los métodos de muestreo y prueba a que deben someterse los diversos materiales y elementos estructurales, que fueron empleados en la construcción de edificaciones urbanas o bien de infraestructura, señalando que los procedimientos en campo y laboratorio a llevarse a cabo para la evaluación de una estructura afectada, no difieren de los establecidos por la normatividad para la verificación de control de calidad, o como auxiliares de diseño de una obra nueva o en proceso, ya que en ambas el objetivo es conocer las características físico - mecánicas, para obtener parámetros que nos permitan complementar y observar esquemas de análisis, de especificación o bien de proyecto.

Teniendo en cuenta las condiciones de operación de diversas estructuras, por sobrecargas, cambios de uso, acciones climáticas extremas, acciones accidentales, o por ataque químico y/o biológico del medio ambiente que las rodea, surge y se justifica este campo de acción, en el cual se hace necesario evaluar, diagnosticar, inspeccionar, localizar, y cuantificar la magnitud de los daños de una estructura.

Adicionalmente, el alto riesgo sísmico del país y los recientes eventos de este tipo, han dado claras muestras de la alta demanda por estos servicios. De igual manera, las compañías de seguros, han manifestado su intención de contratar servicios de diagnóstico de estructuras con el fin de fijar los valores de sus primas sobre diversas edificaciones o bien como es el caso que nos ocupa de evaluarlas ante acciones accidentales ocurridas.

Los dos tipos de pruebas y los alcances dados a las mismas, que podrán practicarse para complementar la investigación en la evaluación de una estructura, dependerán del criterio del personal técnico que realice la inspección y levantamiento físico de daños como ha sido ya comentado; las cuales se dividen en: PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS (PND) Y PRUEBAS DESTRUCTIVAS (PD), de las que únicamente se dará una referencia genérica de las mas comúnmente empleadas, ya que existe una gran cantidad de normas tanto nacionales como internacionales que pueden ser aplicables en los distintos campos de la ingeniería, para a la verificación de los materiales y/o elementos que constituyen las estructuras, infraestructuras y elementos aislados de almacenamiento o conducción.

Los ensayos que se señalaran a continuación, se encuentran contenidos en la normatividad vigente de los Estados Unidos de América, ya que tradicionalmente es la fuente de información sobre las normas vigentes en México, siendo estas establecidas por consenso y aprobadas por los siguientes organismos internacionales y nacionales, para su uso común y repetitivo, a manera de reglas, directrices, o bien de características para actividades, procedimientos y resultados.



### **NORMATIVIDAD ESTADOS UNIDOS DE AMERICA.**

- American Society for Testing and Materials (ASTM).
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Concrete Institute (ACI).

### **NORMATIVIDAD ESTADOS UNIDOS MEXICANOS.**

- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)
- Normas Mexicanas (NMX) para Concreto y Acero
- Normas Técnicas Complementarias. (RCDDF)
- Normas técnicas (CFE)

Por otra parte las instituciones o empresas que desempeñen esta actividad, deberán contar con equipo especializado, personal altamente capacitado y funcionales instalaciones; para realizar los estudios de verificación de calidad de los diversos elementos y sus materiales componentes, en obras y plantas productoras, así como para la evaluación de estructuras dañadas, proyectos de reparación y estudios sobre propiedades físicas, químicas y mecánicas de los mismos, que adicionalmente estos laboratorios requerirán estar certificados y normatizados por organismos reguladores de orden federal o particular en la totalidad de sus procedimientos de verificación, para obtener una ventaja competitiva y de posicionamiento en el mercado.

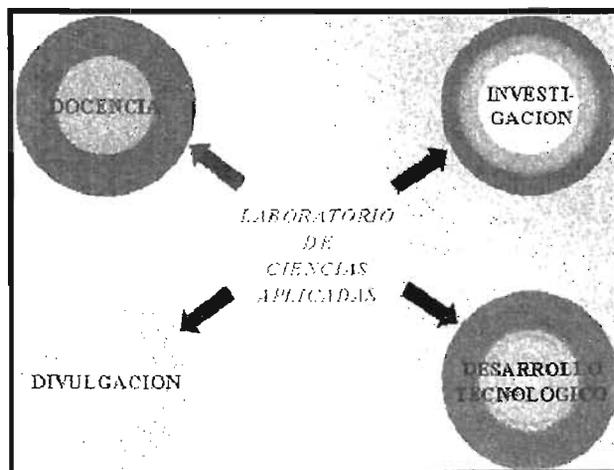


Figura III.XIII

Las figuras III.XIV Y III.XV respectivamente, refieren algunos de los campos de aplicación en los que participan los laboratorios que inspeccionan la calidad de los materiales. Así como las pruebas o ensayos más comúnmente requeridos por el mercado técnico, enlistándose pruebas de carácter DESTRUCTIVO(PD) Y NO DESTRUCTIVO(PND), las cuales serán ampliadas y clasificadas más adelante.

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**



### LABORATORIOS DE CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES, TALES COMO:

- Concretos
- Aceros
- Terracerías y pavimentos
- Suelos
- Rocas
- Diseño de pavimentos
- Estudios especiales
- Etc.

FIGURA III.XIV

### TIPOS DE PRUEBAS.

- Compresión
- Tensión
- Flexión
- Modulo de elasticidad
- Dureza
- Calidad de agregados, terracerías y asfaltos
- Pruebas triaxiales
- Pruebas de capacidad de carga
- Valor relativo de soporte
- Radiografía de soldaduras
- Análisis químicos de aceros
- Análisis químicos de aguas residuales
- Etc.

Figura III.XV

Como su nombre lo indica, las PND son pruebas (FIGURA III.XVI), que se realizan a los materiales, ya sean estos metales, concreto, plásticos (polímeros), cerámicos o compuestos, etc.. generalmente se emplean para determinar o estimar cierta característica física, mecánica o química del material en cuestión, Las principales aplicaciones de las PND las encontramos en:

- Detección de discontinuidades internas y/o superficiales (grietas).
- Determinación de composición química.
- Detección de fugas.
- Medición de espesores y monitoreo de corrosión.
- Adherencia entre materiales.
- Inspección de uniones soldadas.
- Estimación de la resistencia del concreto en un elemento estructural.
- Detección de trayectorias y profundidad de agrietamientos en elementos de concreto y densidad.
- Localización y determinación de diámetros de acero de refuerzo en elementos de concreto
- Medición de la capacidad portante en terracerías y pavimentos.
- Evaluación de la deflexión en pavimentos.



## TIPOS DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

TIPO DE PRUEBA	OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN.	TIPO DE ENSAYE
<b>ENSAYES EN ELEMENTOS DE CONCRETO.</b>		
Esclerómetro	Estimación de la resistencia del concreto, que forma parte de un elemento estructural.	Mecánico
Ultrasonido	Detección de trayectorias y profundidad de agrietamientos en elementos de concreto, estimación de la densidad de la masa de concreto.	Sonico.
Pachometro	Localización y determinación de diámetros de acero de refuerzo en elementos de concreto	Electromagnético.
<b>ENSAYES EN ELEMENTOS DE ACERO.</b>		
Líquidos penetrantes	Determinación de porosidad e Inspección de uniones soldadas en elementos metálicos.	Químico
Ultrasonido	Medición de espesores. Detección de discontinuidades internas y externas, en elementos metálicos	sonico.
Hidrostáticas	Detección de fugas en recipientes y/o ductos.	Físico.
Radiográficas.	Determinación de adherencia entre materiales, Inspección de uniones soldadas, Detección de discontinuidades internas y externas, en elementos metálicos.	Rayos X.
<b>ENSAYES EN PAVIMENTOS.</b>		
Placa	Medición de la capacidad portante de terracerías y pavimentos.	Mecánico.
Viga Benkelmen	Medición de deflexiones en pavimentos bajo carga estática	Mecánico.
Deflectometro Dynaflect	Medición de deflexiones en pavimentos bajo carga dinámica	Mecánico.

Tabla III.VI

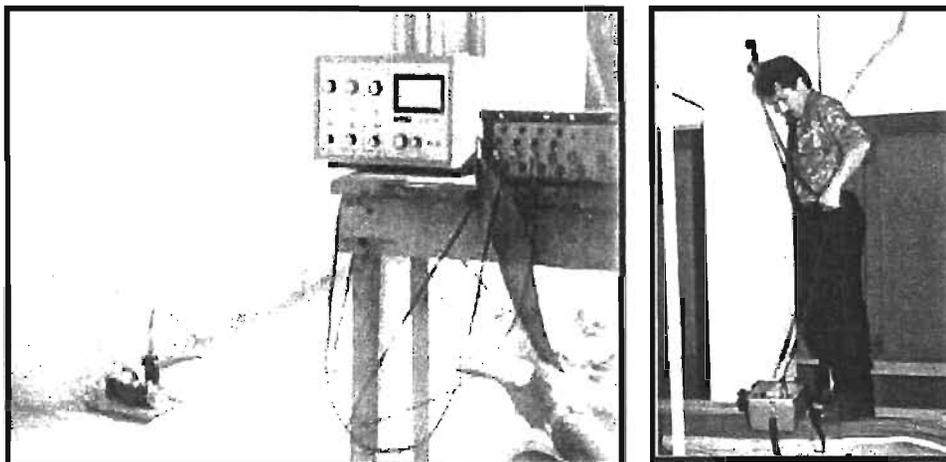


Figura III.XVII Imagen de la toma de detección del acero en el edificio

Por otra parte, las pruebas para caracterización de materiales destructivas (PD) son utilizadas, al igual para obtener parámetros mecánicos, físicos o químicos, permitiéndonos calificar un material con una mayor precisión, sobre la base de estándares predefinidos por diseño o de especificaciones particulares de calidad. Estas pruebas a diferencia de las no destructivas se distinguen por un muestreo practicado sobre los elementos en estudio, a fin de obtener



especímenes representativos para su ensayo en laboratorio, de esta manera se inferirá sobre la base de los resultados obtenidos; sus condiciones de estabilidad, nivel de servicio y evolución en forma aislada o conjunta. Con esto, se observa claramente la diferencia entre el concepto de inspección y el ensayo de uno o más elementos que constituyen una estructura o infraestructura.

Adicionalmente debemos incluir en este apartado a las mediciones en campo, direccionadas a verificar y evaluar el comportamiento estructural, principalmente en estructuras que se encuentran en etapa de proyecto o construcción, sin descartar a las ya ejecutadas que requerirán ser monitoreadas debido a movimientos observados, o bien a las que han sido solicitadas por alguna acción accidental o extraordinaria; particularmente estas mediciones, serán aplicadas a obras de infraestructura como vías terrestres, presas, túneles, etc., así como a edificaciones urbanas de gran envergadura, mediante una técnica de observación, que se ha denominado genéricamente "instrumentación de campo"; en el sentido de que estas, se "instrumentan" con todo un conjunto de equipos y/o sistemas de medición, que nos permitirán conocer la evolución de las características mecánicas, más relevantes, de los movimientos de significación y, en general, de las condiciones de estabilidad.

En la figura III.XVII, se describen someramente algunos procedimientos de instrumentación y los equipos disponibles para ejecutar la investigación de campo.

#### INSTRUMENTACIÓN EN CAMPO.

<b>INSTRUMENTACION.</b> En terraplenes contruídos sobre suelos blandos y para estudios de estabilidad de los mismos, así como de muros de contención, tablestacas, ademes, etc.	<b>EQUIPO O SISTEMA.</b>	<b>OBJETIVO</b>
	➤ Equipo topográfico: nivelaciones superficiales ➤ Torpedo medidor: obtener lecturas a diferentes profundidades ➤ Medidores de celda: obtener lecturas a diferentes profundidades	Medición de Asentamientos
	➤ Equipo topográfico: control superficial ➤ Inclínómetros: obtener lecturas a diferentes profundidades ➤ Detectores de falla de cinta: obtener lecturas a diferentes profundidades	Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación
	➤ Piezómetros: medición de la presión del agua en un punto del subsuelo, se obtienen lecturas a diferentes profundidades	Medición del estado de presiones de poro
	➤ Celdas de presión eléctricas e hidráulicas, se obtienen lecturas a diferentes profundidades	Medición de la presión transmitida por los terraplenes al terreno de cimentación
	➤ Extensómetro: control de los procesos de relajación de los esfuerzos en torno a la excavación.	Medición de las presiones del terreno, de esfuerzos actuantes, de distorsiones en estructuras, etc.

Tabla III.VII

		EQUIPO O SISTEMA.	OBJETIVO
		<b>INSTRUMENTACION.</b>	<b>Sismogeotécnica en estructuras.</b>
	<b>En exploración del subsuelo.</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Georadar: exploración geofísica mediante impulsos electromagnéticos de alta frecuencia.</li> </ul>	<p>Localización de servicios enterrados, estructuras geológicas, problemas relacionados con la geotecnia, vestigios arqueológicos, y contaminación de suelos y aguas subterráneas, Estratigrafía del terreno.</p>

Tabla III.VIII

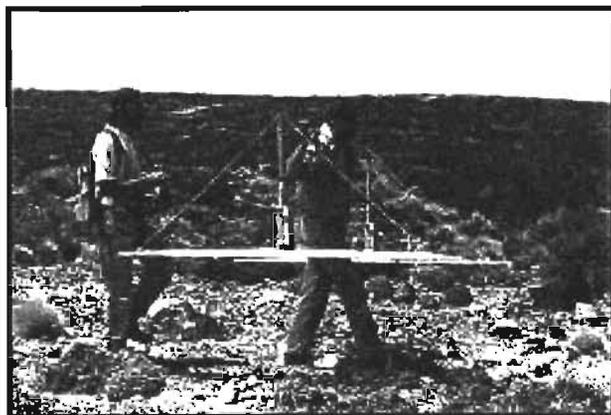


Figura III.XIX Equipo Georadar con antena biestática de 50 MHz para investigaciones geológicas profundas.

Figura III.XVIII Instrumentación de sismógrafo digital ES-1225



Como hemos visto, la investigación de laboratorio, sea efectuada en especímenes o modelos, ofrece un campo amplio a la utilización de las técnicas de instrumentación, sin embargo en la mayoría de las veces los resultados obtenidos de estas técnicas, requieren ser correlacionados y/o complementados con parámetros obtenidos de ensayos y análisis mas amplios y de mayor precisión, los cuales únicamente podrán establecerse mediante una preparación e instrumentación en laboratorio. El campo de aplicación de los ensayos de orden destructivo en la ingeniería deberá considerarse el principal medio para evaluar, diagnosticar y calificar las características de un material, en su desempeño, calidad y servicio.

En la siguiente figura se enlistan las pruebas destructivas y de análisis mas comúnmente solicitadas a los laboratorios de calidad de materiales, en las que su alcance dependerá del objetivo de la investigación (tabla III.IX).

### TIPOS DE PRUEBAS DESTRUCTIVAS.

TIPO DE PRUEBA	OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN.	TIPO DE ENSAYE
<b>ENSAYES EN ELEMENTOS DE CONCRETO.</b>		
Resistencia a la compresión	Método de prueba para la determinación de la resistencia a la compresión de cilindros moldeados y núcleos de concreto	Mecánico
Resistencia a la flexión	Método de prueba para determinar la resistencia a la flexión del concreto.	Mecánico.
Resistencia a la compresión por flexión	Método de prueba para determinar la resistencia a la compresión del concreto utilizando porciones de vigas fracturadas a la flexión.	Mecánico.
Resistencia a la tensión	Método de prueba para determinar la resistencia a la separación por tensión en especímenes cilíndricos de concreto.	Mecánico.
Modulo elástico	Prueba para determinar el modulo de elasticidad del concreto, el cual es directamente proporcional a la resistencia a la compresión del mismo	Mecánico.
Contenido de aire	Determinación del contenido de aire en las mezclas del concreto fresco, aplica únicamente a concretos elaborados con partículas de densidad relativamente elevada.	Físico.
Análisis petrográfico	Conocer la mineralogía y la petrografía de los agregados finos y gruesos que se utilizaron en la elaboración del concreto y su relación con el material cementante. Determinar el estado del mortero, presencia de micro fisuras, grado de deterioro y fenómenos de borde entre los agregados y la pasta. Conocer la litología de los elementos pétreos, la identificación de especies deletéreas frente a la reacción álcali-sílice, la presencia de minerales meta estables y productos de alteración, tales como reacción con sulfatos, carbonatación, agilización y lixiviación de sus componentes	Físico-Químico

<b>ENSAYES EN ELEMENTOS DE ACERO.</b>		
Resistencia máxima a la tensión.	Determinación de la carga máxima que soporta el metal antes de fracturarse.	Mecánico.
Resistencia a la Fatiga (Stress)	Determinación de la resistencia de un metal a la tensión bajo carga dinámica o cíclica.	Mecánico.
Deformación (Strain)	Determinar la deflexión experimentada por el metal al aplicársele una carga.	Mecánico.



Modulo de Elasticidad (Modulus of Elasticity)	Determinar el modulo elástico con la relación de fatiga a deformación. Entre mas alto el modulo de elasticidad, mas fuerte el metal.	Mecánico.
Límite Elástico (Yield Strength)	Determinar el comportamiento elástico del metal.	Mecánico.
Dureza (Hardness)	Determinar la resistencia de un metal a la deformación plástica	Mecánico.
Impacto (Toughness)	Resistencia a la fractura al aplicar una carga bajo condiciones desfavorables de absorción de energía y deformación plástica.	Mecánico.
Densidad (Density)	Determinar la Relación Peso / volumen	Físico.
Conductividad Térmica (Thermal Conductivity)	Obtener relación de comportamiento en como se transmite el calor en la masa metálica.	Físico.
Coefficiente de Expansión (Coefficient of Expansion)	Determinar la relación de cambio dimensional de un metal sujeto a cambio de temperatura.	Físico.
Propiedades Corrosivas	Determinar el grado de ataque por reacción química o electroquímica del medio que lo rodea	Químico.

#### ENSAYES EN PAVIMENTOS.

V.R.S. Porter estándar, Modificada	Determina las características de resistencia de las distintas capas de pavimentos, índice de calidad, proyecto de espesores.	Mecánico.
Valor R de estabilidad	Determina las características de resistencia y estabilidad de las distintas capas de pavimentos	Mecánico.
Clasificación de suelos.	Determinación de sus propiedades físicas y mecánicas, con el objetivo de evaluar su utilización en obra por tamaño, forma, textura, grado de alteración, mediante pruebas granulométricas y límites de plasticidad.	Físico – Mecánico.
Contenido de humedad.	Determina la humedad o contenido de agua de los suelos, expresada en %, entre el peso del agua que tiene un suelo y sus partículas sólidas, posterior a un proceso de secado.	Físico.
Peso específico o volumétrico.	Determinación de los pesos específicos de los suelos en estado natural, suelto y compacto.	Físico.
Composición granulométrica.	Determinación de la composición granulométrica, mediante el empleo de mallas, expresada en % el material retenido, al peso de la muestra.	Físico.
Compactación.	Determinación de la humedad optima y peso específico seco máximo, por los métodos Proctor, Porter y AASHTO	Mecánico.
Límites de consistencia.	Determina los límites de plasticidad y de contracción lineal de los suelos.	Física.
Coefficientes de variación volumétrica.	Determinar la variación de volumen que experimenta un material en la relación de compactación a estado inicial.	Físico-mecánico.

Tabla III.IX



Las imágenes inferiores corresponden a la obtención de especímenes en campo para su posterior ensaye en laboratorio.

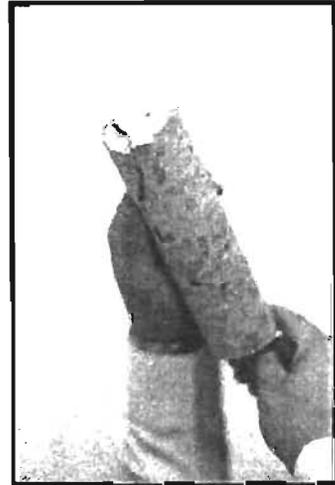
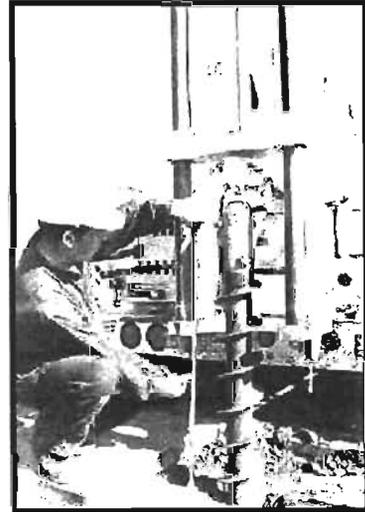


Figura III.XX



### **III.II.I FASE 2 – TRABAJOS DE GABINETE.**

Los trabajos de gabinete, son la actividad última dentro del procedimiento para la elaboración del informe de resultados de orden técnico y económico, esta fase es integrada primeramente, por funciones de selección, evaluación y depuración de la información obtenida en campo, así como por el procesamiento e interpretación de los parámetros y resultados desprendidos de investigaciones llevadas a cabo, actividad que, como ha sido comentado, su práctica estará en función de la magnitud de los daños, de la respuesta de la estructura solicitada y del criterio del investigador; el objetivo de esta fase, está direccionado a la elaboración del proyecto o alternativas de rehabilitación, su propuesta económica y del documento ejecutivo o informe final, basados estos, en la conclusión dada a cada línea de estudio, en dicho informe se deberán considerar todos y cada uno de los puntos abarcados en las distintas fases del trabajo de investigación como son sus antecedentes, desarrollo, objetivo y resultados.

### **III.II.II NÚMEROS GENERADORES DE OBRA E INVESTIGACIÓN DE MERCADO.**

Como actividades conjuntas e iniciales para llevar a cabo una propuesta económica de rehabilitación, de una estructura solicitada o bien para la ejecución de una obra nueva; se tiene en primera instancia a la elaboración de números generadores, procedimiento mediante el cual se determinarán las volumétricas ya sea por unidad de obra terminada o desglosadas, de los conceptos que intervendrán en cada una de las partidas de obra, este cálculo, se desprenderá del levantamiento físico de daños detallado de las áreas afectadas, complementado con resultados obtenidos de la investigación. Información que necesariamente deberá estar contenida a y plasmada en un proyecto de rehabilitación, ya sea en planos o plantillas apropiadas para tal fin, en el que se indicaran especificaciones, procedimientos constructivos de rehabilitación, tipos de materiales, modelos geométricos, etc.

Estos generadores de obra quedarán acotados en formatos detallados, en los que se indicara el concepto, insumos que intervienen, su unidad de medición, así como las secciones geométricas de análisis y datos generales de la obra o proyecto. Información que al ser consistente nos facilitara su interpretación y correlación con las matrices de precios unitarios.

A continuación (Figura III.XXI) se muestra un formato para cuantificación de volúmenes de obra, el cual ejemplifica un generador por unidad de obra terminada; aclarando que estos formatos deberán de ser diseñados particularmente para cada obra, en función de las características de procedimiento, especificaciones y requerimientos de desglose, teniendo como base el proyecto ejecutivo, como se muestra mas ampliamente en los ejemplos prácticos del capítulo II.



### HOJA GENERADORA.

OBRA NUEVA EN RECONSTRUCCION DE PUENTE PEATONAL "PIEDRA GACHA"  
 SECCIONES DE PROYECTO ORIGINAL PARA SUPERESTRUCTURA Y SECCIONES PROYECTO: 1.20 X 15.00 M. N.R.F.R a N.L.B.C. 2.50 MTS.  
 SUBESTRUCTURA INCLUYE ESTRIBOS EN MAMPOSTERIA DE PIEDRA DE LA REGION  
 FECHA: 25 DE JUNIO DE 2003 CRUCE: PEATONAL RIO LA CARBONERA

UBICACIÓN: MUNICIPIO DE NOGALES, VERACRUZ

DESCRIPCION	SECCIONES			ESPESOR	AREA	VOLUMEN	PIEZAS	TOTALES
	ALTURA	LONGITUD	AUXILIAR					
OBRA CIVIL:								
TRAZO Y NIVELACION PARA ESTRUCTURAS NO MAYORES A 150.00 M2.		15.00		10.00	150.00		1.00	150.00
TRABE DE SECCION IR, DE 12" DE PERALTE, INCLUYE MONTAJE Y CONEXIÓN A TRABES DE ESTIBOS 305 X 74.43 kg/m		16.00	74.40				2.00	2,380.80
TRABE DE CONCRETO REFORZADO EN CORONA DE ESTRIBOS, DE SECCION 0.40 X 0.50 MTS., CONCRETO f <sub>c</sub> =250 KGS. R.M. AGR. MAX 3/4" FABRICADO EN OBRA, REFORZADO CON 148 KGS DE ACERO POR M3 DE CONCRETO, INCLUYE CIMBRADO, DESCIMBRADO, CURADO Y VIBRADO	0.50	1.40		0.40	0.20	0.28	2.00	0.56
	0.20	1.40		0.20	0.04	0.06	2.00	0.11
LOSA DE CONCRETO REFORZADO f <sub>c</sub> =250 kg/cm <sup>2</sup> , DE 20 CMS. DE ESPESOR AGR. MAX 3/4", R.M., FABRICADO EN OBRA, REFORZADO CON 140 KGS. DE ACERO DE REFUERZO POR M3 DE CONCRETO, INCLUYE CIMBRADO Y DESCIMBRADO, CURADO Y VIBRADO.	1.20	16.00		0.20	19.20	3.84	1.00	3.84
MAMPOSTERIA DE 2da CLASE EN PIEDRA DE LA REGION, ASENTADA CON MORTERO DE CEMENTO-ARENA PROP. 1:5, EN ESTRIBOS Y ALEROS, ALTURA HASTA 5.00 MTS	2.50	1.40		0.78	1.95	2.73	2.00	5.46
	1.50	1.40		1.17	1.78	2.46	2.00	4.91
	3.20	3.00		0.78	2.51	7.54	4.00	30.14
APLANADO DE CEMENTO-ARENA PROP. 1:5, ACABADO FINO, ESPESOR PROMEDIO 4 CMS, ALTURA HASTA 5.00 MTS.								
GUARNICION DE CONCRETO REFORZADO, DE 0.17 X 0.25 MTS., 6 VARS. DEL No 3 Y ESTRIBOS DE 1/4" @ 20 CMS., CONCRETO f <sub>c</sub> =150 kg/cm <sup>2</sup> , FABRICADO EN OBRA, AGR. MAX 3/4", R.M., INCLUYE CIMBRADO Y DESCIMBRADO, CURADO Y VIBRADO.	0.25	16.00		0.25	0.96	1.00	2.00	32.00

OBRA CIVIL:								
PARAPETOS METALICOS A BASE DE TUBO CEDULA 40 DE 3" DE DIAMETRO, INCLUYE COLOCACION Y FIJACION		16.00	11.28	0.08		180.48	4.00	64.00
POSTE DE CONCRETO REFORZADO, DE 0.80 MTS. DE ALTURA X 0.20 X 0.30 MTS. DE SECCION, CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/cm <sup>2</sup> , AGR. MAX 3/4" R.M., REFORZADO CON 4 VARS. DEL No. 4, Y ESTRIBOS DEL No. 3 @ 0.20 MTS., INCLUYE CIMBRADO, DESCIMBRADO, CURADO Y VIBRADO	0.20	0.80		0.30	0.06	0.04	16.00	9.60
PINTURA DE ESMALTE EN ELEMENTOS TUBULARES Y/O METALICOS MCA. GOMEX O SIMILAR, A DOS MANOS		16.00	11.28				4.00	721.92
CONCRETO CICLOPEO, EN RELLENOS Y DENTELLONES, INCLUYE FABRICACION Y COLOCACION.		7.20		1.20	0.61	5.27	2.00	10.54
ZAMPEADO EN OBRAS DE CRUCE A BASE DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DE LA REGION, ASENTADA CON MORTERO DE CEMENTO-ARENA 1:5								
DREN DE TUBO DE PVC HIDRAULICO DE 3" DE DIAMETRO, @ 1.5 MTS., ALOJADO EN MURO DE MAMPOSTERIA, INCLUYE INSTALACION.		1.30	0.08				12.00	12.00
JUNTA ASFALTICA DE 2 CMS. DE ESPESOR POR 60 CMS. DE SECCION TRANSVERSAL, EN JUNTAS CONSTRUCTIVAS, INCLUYE MATERIALES DE CONSUMO Y MANO DE OBRA.	0.60	7.00		0.02	4.20			7.00

Figura III.XXI

La siguiente actividad; la cual puede realizarse de forma simultanea o secuencial a la elaboracion de numeros generadores, es la investigacion del mercado local en el que se ejecutara la obra, considerada como la tarea preponderante y punto de partida en la realizacion de la propuesta economica, ya que de la adecuada planeacion y enfoque dado a la recopilacion de la informacion requerida, nos permitira interpretar y analizar para la toma de decisiones en cuanto a la seleccion sobre la oferta y demanda de la mano de obra, maquinaria e insumos que participaran en el costo directo, debiendose apropiar para ello metodologias principalmente cuantitativas y en segundo orden cualitativas que nos llevaran a establecer una propuesta objetiva y competitiva en el mercado.



Los métodos cuantitativos, son los más comúnmente empleados en la investigación del mercado de la construcción, lo anterior debido a que su práctica es cotidiana y del dominio general, para este caso la recopilación de información se da mediante las características del o los insumos por métodos básicos de observación y comunicación, y sus mecanismos, como son entrevistas personales, telefónicas y auto-administradas, esta información al igual que la de calculo de volumétrías deberá quedar plasmada en formatos o fichas, lo que nos permitirá una comparación de manera mas eficiente en la selección del producto como se muestra en la Figura III.XXII

**RELACION Y ANALISIS DE COSTOS BASICOS DE LOS MATERIALES**

PROVEEDOR	TELEFONO	DESCRIPCION	Unidad	Costo Unit. Materiales	Acarreo	Manoobra	Almacenaje	Derechos	Mermas	Costo Unitario Puesto en Obra
<b>MATERIALES</b>										
MANGOS		MATERIALES MENORES	%	10.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.24
MATERIALES ESPUNDA	556687345	Pegamento	ZOK	112.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	112.80
FERRERIA DEL SURESTE	32145532	ALAMBRE RECOCIDO	KG	46.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.80
SISA PRODUCTOS		SISAMEN 100	17.24L	1,881.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,881.82
LA CASA DEL TORNELO		TORNELO ANTI VANDALICO 7A 01 TSM	PZA	44.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	44.87
		SOLDERA DE 3/16" DURAHODIC	PZA	785.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	785.06
		ANGULO DE 1 1/2 X 3/16" SIA	PZA	862.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	862.48
		ANGULO DE 2" X 1/8" SIA 3.88 M	PZA	432.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	432.91
		ANGULO DE 1/8 X 1 1/2 SIA 3.88 M	PZA	824.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	824.67
		ANGULO DE 1 1/2 X 1/4" NATURAL	PZA	418.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	418.12
		ALAMBROH	XG	26.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.28
		LAVABO VERRAGRUZ I BLANCO	PZA	1,101.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,101.31
		ACOLADO 8 PZAS GUARDINO	XCO	588.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	588.83
		TUBO CUADRADO DE 1 - 1/2" DURAHODIC	PZA	857.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	857.56
		LOSETA K-BRIDGE 33X33 AN2 CAFE 1.5M >	CAJIA	885.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	885.24
		LOSETA K-BRIDGE 18X18 AN2 CAFE 0.38M >	CAJIA	421.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	421.06
		LOSETA K-BRIDGE 18X33 AN2 CAFE 0.78M >	CAJIA	573.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	573.77

Figura III.XXII

En síntesis, podemos definir a la investigación de mercado, como la actividad que nos permite que una organización obtenga la información que requiere para una decisión sobre su ambiente, su mezcla de mercado y sus clientes actuales o potenciales, Casi todos estos proyectos siguen un procedimiento que es el que se muestra en la siguiente figura:

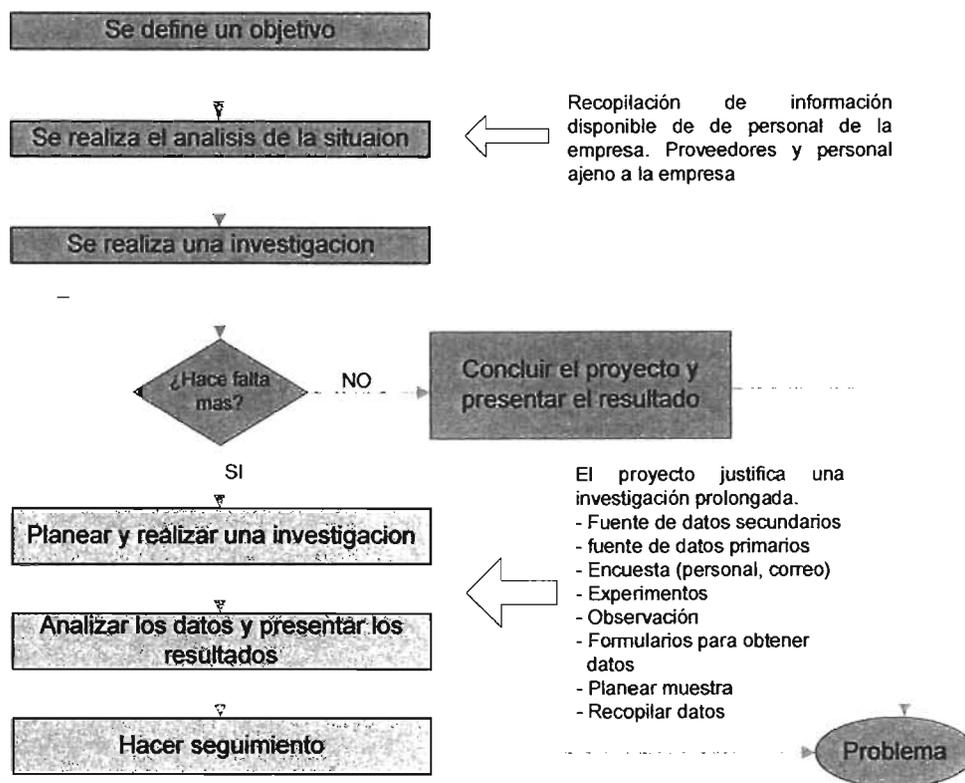


Figura III.XXIII



### III.II.III ELABORACION DE PRECIOS UNITARIOS E INTEGRACION DE CATALOGO DE OBRA.

Una vez concluidas las actividades referidas en el inciso 2.1., se procederá al análisis de precios unitarios o matrices, de las que se desprenderá el catalogo de obra por conceptos y partidas; de esta manera el precio unitario (PU), será el importe de la remuneración o pago total que debe obtener el contratista por una unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que integran el presupuesto.

Estando integrado por los siguientes cargos:

- Costo directo (CD)
- Costo indirecto (CI)
- Imprevistos (I)
- Utilidad (U)
- Cargos Financieros (CF)
- Cargos Adicionales (CA)

El costo directo es definido como el resultado de sumar las erogaciones que para realizar un concepto de obra se efectúan; por concepto de materiales, mano de obra, herramienta, equipo y maquinaria. En función del anterior enunciado, el Costo Directo es parte primordial en la integración del Precio Unitario, ya que representa de un 50% a un 75% del mismo.

El cargo por mano de obra del costo directo, se define como la erogación correspondiente que efectúa el contratista por concepto de pago de salarios, al personal encargado de realizar los trabajos, este cargo dependiendo del tipo de obra, podrá llegar a representar un porcentaje global importante dentro del catalogo. Así, el cálculo de la mano de obra se efectúa a partir del salario base, el cual es el que estipula la ley por categorías de trabajador, para obtener un salario real, correspondiente al cociente de dividir la suma anual de todos los elementos que integran el salario real (tablas III.X y III.XI) entre los días efectivos de trabajo durante el año.

Los elementos que integran el salario real son los siguientes:

- Percepción Anual
- Prima Vacacional (Art. 80 Ley Federal del Trabajo)
- Gratificación Anual (Art. 87 Ley Federal del Trabajo)
- Cuota patronal al IMSS
- Impuesto Sobre la Renta ISR
- Guarderías IMSS
- INFONAVIT.

El cargo por materiales se entenderá como los gastos que realiza el constructor en la adquisición de todos los insumos necesarios, para la correcta ejecución de un concepto de obra. En el cargo por herramienta menor se pueden apreciar dos tipos: los de uso común, los cuales se incluirán dentro del análisis de costos directos a través de un porcentaje sobre el importe total de la mano de obra el cual podrá variar entre el 2% y 4%. Y las especializadas, el cual se deberá manejar como un cargo por maquinaria y/o equipo.



**DATOS BASICOS PARA EL ANALISIS DEL FACTOR DE SALARIO REAL**

		Inicio: 01-Feb-04	Terminación: 31-May-04	Duración: 121 das
DICAL	DIAS CALENDARIO			365.00
DIAGI	DIAS DE AGUINALDO			15.00
PIVAC	DIAS POR PRIMA VACACIONAL			1.50
	Prima dominical			
	Horas extras			
<b>Tp</b>	<b>TOTAL DE DIAS REALMENTE PAGADOS AL AÑO</b>		<b>SUMA:</b>	<b>381.50</b>
DIDOM	DIAS DOMINGO			52.00
DIVAC	DIAS DE VACACIONES			6.00
DIFEO	DIAS FESTIVOS POR LEY			8.00
DIPEC	DIAS PERDIDOS POR CONDICIONES DE CLIMA (LLUVIA Y OTROS)			1.00
DIPCO	DIAS POR COSTUMBRE			
DIPEN	DIAS POR PERMISOS Y ENFERMEDAD NO PROFESIONAL			
DISIN	DIAS POR SINDICATO (CONTRATO COLECTIVO)			
	Cambio de guardia			
<b>DINLA</b>	<b>DIAS NO LABORADOS AL AÑO</b>		<b>SUMA:</b>	<b>67.00</b>
<b>TI</b>	<b>TOTAL DE DIAS REALMENTE LABORADOS AL AÑO (DICAL)-(DINLA)</b>			<b>298.00</b>
<b>Tp / TI</b>	<b>DIAS PAGADOS / DIAS LABORADOS</b>			<b>1.280000</b>
<b>(Tp -Te) / TI</b>	<b>DIAS PAGADOS - TIEMPO EXTRA / DIAS LABORADOS</b>			<b>1.280000</b>
<b>FSBC</b>	<b>FACTOR DE SALARIO BASE DE COTIZACION ( Tp / DICAL) para cálculo de IMSS</b>			<b>1.050000</b>

TABLA DE SALARIOS REALES

SALARIO MINIMO D.F \$: 42.15

Tabla III.X

Porcentaje de pagos (Otros cargos)							
CLAVE	CATEGORIAS	Salario Nominal \$	Tp / TI	Obligacion Obrero Patronal Ps= IMSS e INFONAVIT	Ps x (Tp-Te)/TI	trabajos nocturnos	Fsr= Ps (Tp/TI)+ (Tp/TI)
A	B	C	D	E	E x D	D x 0 %	(E x D) + D +G
MO011	PEON	292.68	1.280000	0.260000	0.330000	1.619261	3.229261
MO021	AYUDANTE GENERAL	292.68	1.280000	0.260000	0.330000	1.619261	3.229261
MO031	AYUDANTE ESPECIALIZADO	390.25	1.280000	0.260000	0.330000	1.615474	3.225474
MO041	OFICIAL ALBANIL	634.15	1.280000	0.260000	0.330000	1.611096	3.221096
MO051	OFICIAL FERRERO	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO052	OFICIAL CARPINTERO DE O. NEGRA	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO053	OFICIAL PINTOR	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO061	OFICIAL HERRERO	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO063	OFICIAL AZULEJERO	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO064	OFICIAL COLOCADOR	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO065	OFICIAL BARNIZADOR	780.49	1.280000	0.260000	0.330000	1.609804	3.219804
MO066	OFICIAL VIDRIERO	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO067	OPERADOR DE MAQUINARIA MENOR	585.37	1.280000	0.260000	0.330000	1.611666	3.221666
MO071	OFICIAL CARPINTERO DE O. BLANCA	1073.19	1.280000	0.230000	0.290000	1.569573	3.139573
MO081	OFICIAL ALUMINERO	780.49	1.280000	0.260000	0.330000	1.609804	3.219804
MO082	CABO DE OFICIOS	1170.73	1.280000	0.210000	0.270000	1.545459	3.095459
MO083	OFICIAL PLOMERO	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO084	OFICIAL ELECTRICISTA	682.92	1.280000	0.260000	0.330000	1.610581	3.220581
MO091	OFICIAL SOLDADOR	878.04	1.280000	0.260000	0.330000	1.604638	3.214638
MO093	OPERADOR DE MAQUINARIA PESADA	780.49	1.280000	0.260000	0.330000	1.609804	3.219804
MO094	SOBRESTANTE	1317.06	1.280000	0.190000	0.240000	1.515985	3.035985

Tabla III.XI

El porcentaje que representa la maquinaria y/o equipo dentro del costo directo, será el que resulte por su uso y necesidad en la ejecución del concepto de trabajo, determinándose en base, al costo directo de la hora maquina, sus unidades de medición serán por equipo activo y/o equipo inactivo, que para el primer caso su unidad de pago se computara por el periodo en que la maquina este realmente trabajando, y para el segundo será bajo orden expresa y por escrito de la dependencia u organización contratante en eventos no previsibles como: ciclones, sismos etc.



Por otra parte el Costo Indirecto es establecido como un costo adicional al Costo Directo, es decir, la suma total de los gastos y beneficios que se agregan al propio costo directo, no contenidos en este, hasta integrar el Precio Unitario y, consecuentemente el Precio de Venta. De los cuales se distinguen dos tipos: de Administración Central y de Administración de Obra o Campo, En cuanto al rubro de imprevistos es natural y evidente que en toda obra se presenten una serie de eventos que puedan afectar su costo, y que, sin embargo, no es posible traducir con precisión al momento de elaborar un presupuesto, por ello es necesario considerar un imprevisto que sea fijado empíricamente, en función de la condición de la obra, es decir, si es local, foránea o rural, aplicándose este mediante un porcentaje en un rango del 3% al 7%, cabe hacer mención que dicho cargo formara parte de la estructura de un precio unitario por acuerdo específico de la dependencia u organización para quien se trabaja, ya que por su propia naturaleza, en ciertas ocasiones este es omitido, quedando cubierto por los rendimientos de la mano de obra propuestos.

La utilidad dentro de un precio unitario, es el provecho, interés o fruto que se obtiene del costo directo por el concepto de trabajo, el rango de utilidad en el campo de la industria de la construcción, varía entre un 7% al 15%, dependiendo ello del tipo de obra y costo de la misma principalmente. Los cargos adicionales y financieros, son las erogaciones que deben realizar las empresas constructoras, las cuales no pueden ser reflejadas dentro de los costos directos, indirectos y utilidad, generalmente estos se estipulan por convenio expreso en los contratos de obra, como una obligación adicional y obedecen a disposiciones que rigen en el sistema de gobierno de nuestro país.

La siguiente figura (III.XXIII) enuncia un precio unitario o matriz en la que se desglosan los cargos anteriormente expuestos, adicionalmente en el capítulo referente a ejemplos prácticos se presentaran mas ampliamente estos ejercicios.



### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: APLR14PB      Unidad: M2						
Aplanado acabado repellido sobre columnas, con mezcla cemento arena 1:4, en planta baja.						
incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.						
<b>MATERIALES</b>						
	METAL DESPLEGADO CAL. 26 (ROLLO)	ROLL	\$160.20	0.025000	\$4.01	4.29%
	Subtotal: MATERIALES				<b>\$4.01</b>	<b>4.29%</b>
<b>MANO DE OBRA</b>						
	PEON	JOR	\$190.34	1.000000	\$190.34	
	OFICIAL ALBAÑIL	JOR	\$285.47	1.000000	\$285.47	
	CABO DE OFICIOS	JOR	\$356.70	0.100000	\$35.67	
	Importe:				\$511.48	
	Rendimiento:			8.000000	\$63.94	68.41%
	Subtotal: MANO DE OBRA				<b>\$63.94</b>	<b>68.41%</b>
<b>EQUIPO Y HERRAMIENTA</b>						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$63.94	0.030000	\$1.92	2.05%
	ANDAMIOS	%	\$63.94	0.050000	\$3.20	3.42%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				<b>\$5.12</b>	<b>5.48%</b>
<b>BASICOS</b>						
	ARENA	M3	\$99.57	1.200000	\$119.48	
	CEMENTO GRIS	TON	\$1.391.00	0.400000	\$556.40	
	AGUA ( MANEJO)	M3	\$12.36	0.300000	\$3.71	
	Importe:				\$679.59	
	Volumen:			0.030000	\$20.39	21.82%
	Subtotal: BASICOS				<b>\$20.39</b>	<b>21.82%</b>
	Costo directo				<b>\$93.46</b>	
	ADMINISTRACION CENTRAL	9%			<b>\$8.41</b>	
	SUBTOTAL				<b>\$101.87</b>	
	ADMINISTRACION DE OBRA	11%			<b>\$10.28</b>	
	SUBTOTAL				<b>\$112.15</b>	
	IMPREVISTOS	4%			<b>\$3.74</b>	
	SUBTOTAL				<b>\$115.89</b>	
	UTILIDAD	12%			<b>\$11.22</b>	
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>\$127.11</b>	
(* CIENTO VEINTISIETE PESOS 11/100 M.N. *)						
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 33.6 Importe: 4270.9						

Figura III.XXIII

Podemos denotar que en el ejercicio anterior aparece un concepto señalado como básicos, el cual se encuentra para este caso de ejemplo desglosado; y en el que únicamente existen materiales. El concepto de básicos corresponde a una matriz a costo directo, que es empleado para complementar o estructurar un precio unitario, permitiéndonos hacer mas ágil y en otros casos sintetizar la edición del mismo cuando este es empleado en forma "empaquetada" apareciendo como una descripción de una actividad o concepto, este precio básico, deberá reunir los mismos cargos dictados para la elaboración de un costo directo que sean aplicables, es decir: Materiales, Mano de obra, Herramienta menor y Maquinaria.

Como ultimo punto y mas explícitamente, el catalogo de obra será integrado por la totalidad de los precios unitarios analizados, en el que se plasmaran las descripciones conceptuales desglosadas que participaran en cada actividad de obra, estos precios serán propiamente el soporte de la propuesta económica, esta, deberá llevar una edición o estructura lógica apegada a los procedimientos constructivos, especificaciones y secuencia de ejecución, ya que con lo anterior se lograra adicionalmente una correcta programación de control de avance y financiero, la secuencia del catalogo de obra se estipula en los ejemplos prácticos citados en el capítulo II.



### **III.II.IV JUNTAS TÉCNICAS FINALES Y ELABORACIÓN DEL INFORME EJECUTIVO.**

Como actividades finales de la fase 2 trabajos de gabinete, se tiene secuencialmente; a las distintas reuniones de trabajo o juntas técnicas a llevarse a cabo, entre las áreas de ingeniería que intervinieron en el desarrollo de la investigación así como demás representantes de las partes interesadas, con el objetivo de evaluar, revisar y conciliar en su totalidad, las conclusiones de orden técnico y económico que fueron obtenidas ya sea en forma conjunta o indistinta, que deseablemente como se indica en la introducción de este capítulo, de una adecuada colaboración y comunicación inicial entre las mismas: asegurado-asesores y seguro, ajustadores y asesores técnicos, se obtendrá una planeación adecuada para su desarrollo, traduciéndose en la obtención de resultados parciales conciliados en sus distintas etapas de trabajo y por consiguiente la reducción de periodos de tiempo.

La elaboración del documento ejecutivo o informe final de resultados, se llevara a cabo una vez concluidas las reuniones de trabajo de conciliación; estando integrado su cuerpo por Antecedentes, Informe Técnico, Resultados e Interpretación de cálculos y análisis realizados, Propuesta Económica y Memoria Grafica, así como demás información o parámetros de interés; en el capítulo referente a ejemplos prácticos se muestran informes ejecutivos relacionados con las distintas áreas de investigación de la ingeniería, que fueron realizados como apoyo al medio asegurador.



## **CAPITULO IV**

### **IV.- EJEMPLOS PRÁCTICOS**

#### **IV.I.- PRIMER EJEMPLO PRÁCTICO**

**ANÁLISIS DE LOS DAÑOS QUE PRESENTA UNA ESPUELA DE  
FERROCARRIL EN LA TERMINAL MARÍTIMA PARA EL MANEJO Y  
ALMACENAMIENTO DE MINERALES A GRANEL COOPER / T. SMITH DE  
MÉXICO**

**RECINTO FISCAL PORTUARIO, TERMINAL NORTE-A PUERTO DE  
ALTAMIRA, ALTAMIRA  
EDO. DE TAMAULIPAS, MÉXICO**



#### **IV.I.I.- ANTECEDENTES**

Los operadores de la Terminal de manejo de mineral a granel Cooper / T. Smith, la cual se ubica en el recinto fiscal portuario, Terminal Norte-A del Puerto de Altamira, Tamaulipas, México, presenciaron la afectación a una espuela de ferrocarril la mañana del día 22 de Mayo del 2002, consistente en un bufamiento o levantamiento del terreno que soporta la espuela de ferrocarril, del orden de 2.00 m de altura, en una longitud de aproximadamente 120.00 m. y una depresión del suelo en una franja de 100.00 m. de largo por 40.00 m. de ancho, situada inmediatamente al Sur de la espuela de ferrocarril donde se encontraba almacenado un mineral identificado como ARRABIO.

Después de presentarse los movimientos del suelo, se procedió a retirar en su totalidad el ARRABIO, quedando esta zona inhabilitada para continuar con las operaciones de manejo y almacenamiento de minerales propias de la Terminal.

La plataforma que constituye la Terminal fue construida durante 1997, ocupando una superficie de 86,302.00 m<sup>2</sup>, contando con un frente de agua de 570.00 m. de los cuales 295.00 m. se encuentran en operación en su primera etapa, alojando talleres, oficinas y zona de estacionamiento. La Terminal Cooper/T Smith tiene una capacidad de almacenamiento de 250,000.00 ton., manejándose entre otros productos, Fluorita, Arrabio, Carbón, Chatarra, Coque, minerales de Manganeso, Bauxita, BHI, Magnesita, mineral de Hierro, Ilmenita, concentrado de Zinc, Cobre y en general súper sacos, rollos de acero, alambón, lamina de acero, tubería y lingotes de Magnesio que son depositados y almacenados con grúas desde barcos con capacidades del orden de 40,000.00 a 60,000.00 ton., comenzando a operar a principios de 1998.

La Terminal donde se ubica la espuela de ferrocarril afectada, colinda al Norte y Poniente con una dársena que tiene un calado de 12.00 m. ; al Sur con la Terminal de usos múltiples y al Oriente con propiedad privada.

La plataforma de la Terminal esta constituida por un relleno de 1.20 m. de espesor promedio, producto del dragado del canal de navegación y material mejorado extraído del banco APIS el cual sobreyace sobre el terreno natural superficial, el cual esta constituido por arcillas de consistencia media, finalmente se coloco una capa de suelo-cemento de 0.75 m. de espesor.

Para desalojar las aguas pluviales, el proyecto contempló la construcción de un sistema de drenaje a base de trincheras que conducen el agua hacia un carcomo situado al Norte-Poniente de la terminal. No detectándose rejillas, registros o trincheras para la conducción de agua pluvial, excepto una rejilla adyacente al carcomo, efectuándose el escurrimiento en forma superficial.

La compañía de seguros solicito la realización de una visita al sitio afectado con el objeto de analizar los daños ocurridos, así como de llevar a cabo la revisión de la información que nos fue proporcionada para determinar las posibles causas del siniestro, así mismo, analizar el comportamiento del suelo que originaron los daños descritos anteriormente.

En la información proporcionada por parte de la aseguradora se encuentra el estudio de Mecánica de Suelos realizado en el sitio los años de 1994, 1998 y 2002, bitácora de almacenamiento, relación de barcos y su carga, plano arquitectónico, plano del muelle y plano topográfico con sus respectivas secciones.

El alcance del trabajo encomendado por la compañía de seguros contempla la descripción detallada del siniestro en base a la visita de inspección, conclusiones principales, comentarios a la información recibida, análisis interpretación de los movimientos sufridos por el suelo en la zona de falla, revisión de los estado limite de falla y servicio, indicando los criterios de análisis aplicados y sus conclusiones.

A continuación se presentan los trabajos realizados así como la conclusión de los mismos.

#### IV.I.II.- INTRODUCCIÓN

Los operadores de la Terminal de Manejo de Mineral a Granel Cooper /T. Smith ubicada en el Recinto Fiscal Portuario, Terminal Norte – A del Puerto de Altamira, Tamaulipas, México, presenciaron la afectación a una espuela de ferrocarril la mañana del día 22 de mayo del presente, consistente en un bufamiento o levantamiento del terreno que soporta la espuela del orden de 2.00 m de altura en una longitud de aproximadamente 120.0 m y una depresión del suelo en una franja del orden de 100.0 m de largo por 40.0 m de ancho situada inmediatamente al sur de la espuela en donde se encontraba almacenado un mineral identificado como arrabio



**Foto 1** Vista de la espuela de ferrocarril después de la falla. Se aprecia un levantamiento del orden de 2.0 m sobre el nivel de la plataforma

La espuela que sufrió importantes distorsiones como resultado del levantamiento del suelo, tiene una orientación oriente poniente y se localiza a aproximadamente 100.0 m poniente del muelle de la Terminal Marítima permite una fluida carga y descarga de carros y un acceso directo a la Terminal. La franja de suelo localizada al norte de la espuela de ferrocarril no sufrió afectaciones durante el incidente.

Después de presentarse los movimientos del suelo, se procedió a retirar en su totalidad el arrabio, quedando esta zona inhabilitada para seguir las operaciones del manejo y almacenamiento de minerales propias de la Terminal.

La plataforma que constituye la Terminal fue construida durante 1997 ocupa una superficie de 86,302 m<sup>2</sup>, cuenta con un frente de agua de 570 m, de los cuales 295 m se encuentran en operación en su primera etapa, aloja talleres, una oficina y un estacionamiento. La terminal Cooper/T. Smith tiene una capacidad de almacenamiento de 250, 000 tn en la que se maneja, fluorita, arrabio, carbón, chatarra, coque, minerales de manganeso, bauxita, BHI, magnesita, mineral de hierro, ilmenita, concentrado de zinc y cobre y en general súper sacos, rollos de acero, alambrión y lámina de acero, tubería y lingotes de magnesio que son depositados y almacenados con grúas desde barcos con capacidades del orden de 60,000 tn. Comenzó a operar a principios de 1998.

El Terminal Cooper /T. Smith donde está la espuela afectada colinda al norte y poniente con Dársena con un calado de 12 m; al sur con Terminal de Usos Múltiples y al oriente con propiedad particular.

En la fig 1 del Anexo A se muestra la ubicación de la Terminal y en la fig. # 2 la zona de afectación.

La plataforma de la Terminal está constituida por un relleno de 1.20 m de espesor en promedio producto del dragado del canal de navegación y material mejorado traído del banco APIS el cual sobreyace sobre el terreno natural superficial constituido por arcillas de consistencia media, finalmente se colocó una capa de suelo-cemento de 0.75 m de espesor. Para desalojar las aguas pluviales, el proyecto contemplo la construcción de un sistema de drenaje a base de trincheras que conducen el agua hacia un cárcamo situado al nor poniente de la Terminal. Actualmente no se detectaron rejillas, registros o trincheras para la conducción del agua pluvial, excepto una rejilla adyacente al cárcamo. Como resultado, el drenaje se efectúa de forma superficial.

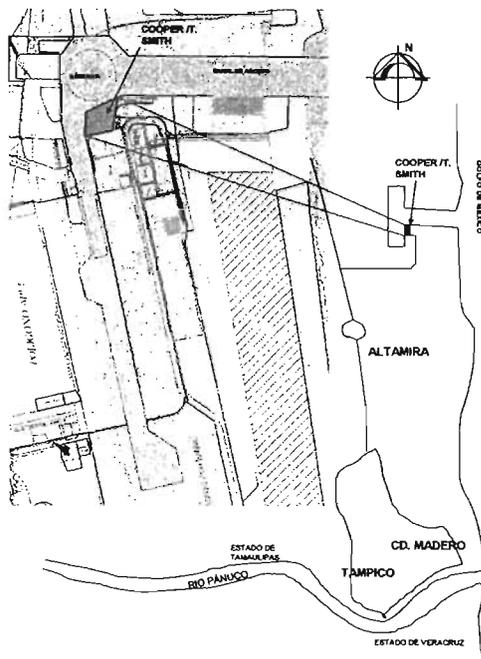


FIG. 1 UBICACIÓN DE LA TERMINAL

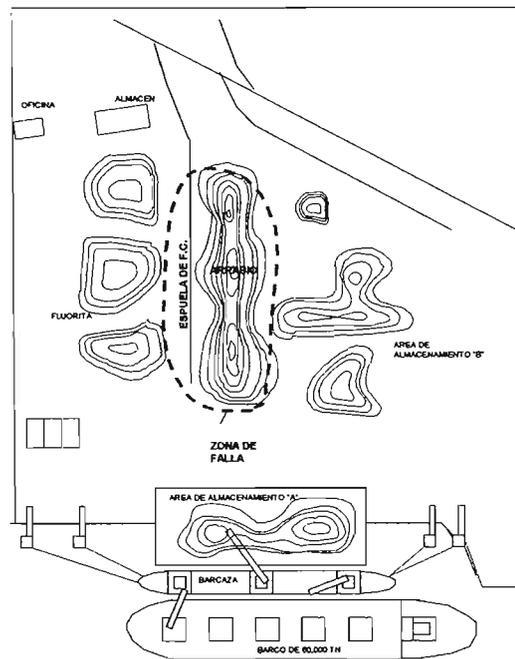


FIG. 2 ZONA DE AFECTACIÓN

La compañía de Seguros solicitó al despacho de asesores, la realización de una visita al sitio afectado para analizar los daños ocurridos así como determinar conjuntamente con información proporcionada las causas del incidente y explicar el comportamiento del suelo que dio como resultado los daños descritos en la espuela y plataforma propiedad de Cooper T. Smith y cuyo desarrollo da origen al presente informe.

Entre la información proporcionada por parte de Seguros Comercial América S.A. se encuentran: estudios de Mecánica de Suelos de 1994, 1998 y 2002, bitácora de

Almacenamiento, Relación de Barcos con cargas pesadas, plano Arquitectónico, tres planos topográficos y de secciones y a planos de muelle.

El análisis de daños incluye la descripción detallada del incidente con base en la visita de inspección, resumen de conclusiones principales y comentarios de la información proporcionada, análisis e interpretación de los movimientos actuales el suelo en la zona de falla, revisión de los estados límite de falla y de servicio. Se indican los criterios de análisis aplicados y conclusiones.

Los análisis geotécnicos de la falla del suelo se llevaron a cabo de acuerdo a los criterios establecidos por la empresa MC Ingeniería S.A de C.V.



**Foto 2** En la parte izquierda se observa parte de la espuela en la zona de la falla y el mineral Arrabio.



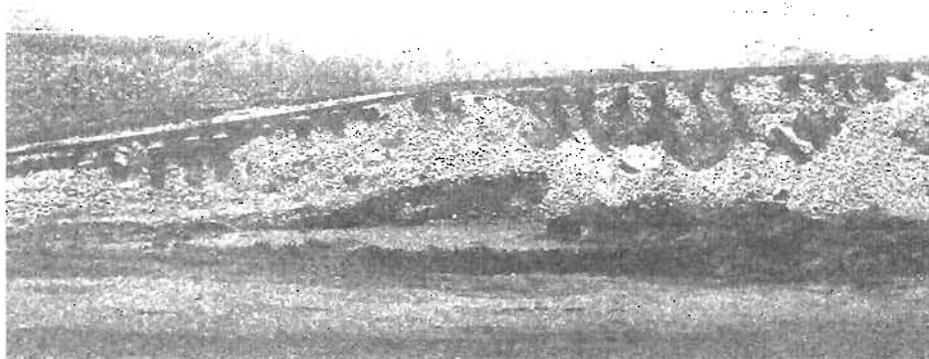
#### IV.I.III.- PROBLEMÁTICA ACTUAL

Actualmente, la zona de la espuela afectada muestra un levantamiento casi uniforme del orden de 2.0 m de altura en una longitud de aproximadamente 120.0 m, reduciéndose éste a un valor nulo en los extremos, mientras que en la zona donde se encontraba el arrabio presenta una depresión del terreno del orden de 1.20 m que está ocupada parcialmente por agua pluvial.

Estas condiciones hacen que la espuela sea totalmente inoperante, mientras que el área hundida no garantiza el soporte de nuevos minerales debido a que el suelo ha sufrido un rompimiento en las capas superiores.

Actualmente la Plataforma de la Terminal Marítima no cuenta con un sistema de drenaje subterráneo por lo que el desalojo de aguas pluviales se efectúa de forma superficial.

Tampoco se está llevando un monitoreo topográfico de las diferentes estructuras ni de la plataforma, por consiguiente se desconoce la historia de las deformaciones de las diversas instalaciones de la Terminal.



**Foto 3** Detalle del levantamiento de la espuela de ferrocarril y colapso de la capa de suelo cemento.



#### IV.I.IV.- REVISIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN RECOPIADA

Se contó con la siguiente información recopilada relacionada con la estratigrafía, características, propiedades y comportamiento del suelo para su análisis e interpretación a fin de que sirviera para formar un juicio técnico que permitiera determinar las causas que dieron origen a los daños de la espuela y de la plataforma:

1. Estudio de Mecánica de Suelos de 1994
2. Estudio de Mecánica de Suelos de 1998.
3. Estudio de Mecánica de Suelos de 2002
4. Bitácora de Almacenamiento,
5. Relación de Barcos con cargas pesadas
6. Plano Arquitectónico
7. Tres planos topográficos y de secciones
8. planos de muelle.

A continuación se describe las principales conclusiones de los documentos y presentan comentarios derivados de la revisión a los mismos, atendiendo el incidente ocurrido en la espuela.

#### IV.I.IV.1.- ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Se analizaron tres estudios de Mecánica de Suelos en los años y empresas que a continuación se indican.

1. Año 1994, realizado por la empresa Geovisa Ingeniería Geotécnica.
2. Años 1998 y 2002, realizados por la empresa Ingeniería Civil Aplicada S.A. de C.V.

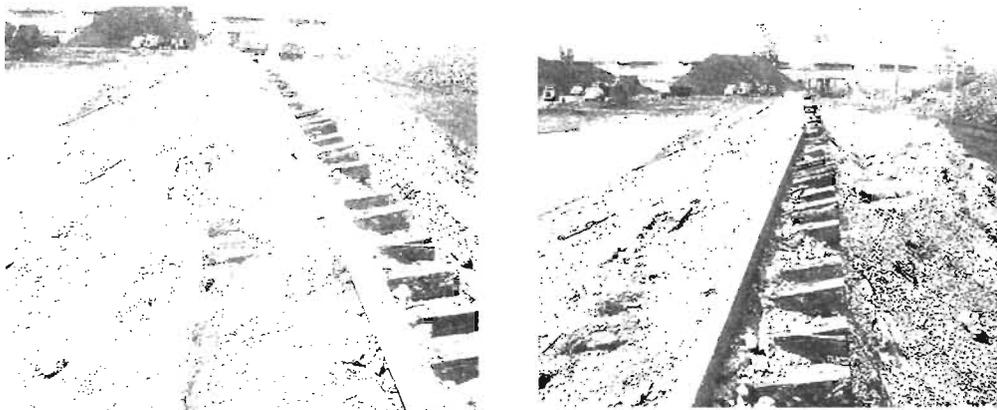
##### ESTUDIO DE 1994.

El estudio de Mecánica de Suelos realizado por la empresa Geovisa Ingeniería Geotécnica al terreno de la actual Terminal de Manejo de Minerales a Granel Cooper/ T. Smith a finales de mayo de 1994 tuvo como finalidad principal determinar la capacidad admisible del terreno, tanto para cimentaciones profundas como superficiales, determinar la magnitud de los hundimiento, estabilidad de taludes y recomendaciones para resolver las futuras cimentaciones considerando el comportamiento del suelo para el proyecto de la Terminal. Se efectuaron 4 sondeos de penetración estándar a 24.0 m de profundidad en promedio y pruebas índice, mecánicas y de deformación.

Las conclusiones más relevantes de este estudio son:

- a) **Estratigrafía.** La estratigrafía se determinó que estaba compuesta por una arcilla gris verdosa de alta plasticidad hasta 7.40 m de profundidad que sobreyacía a lentes de arena fina y media muy compacta hasta 25.0 m de profundidad, el NAF se encontró a 1.40 m de profundidad en promedio.
- b) **Capacidad de carga.** Para cimentaciones superficiales se calculó una capacidad de carga admisible de  $8.4 \text{ tn/m}^2$  que resulta insuficiente para las cargas de almacenamiento a sus niveles máximos ( $23.5 \text{ tn/m}^2$ ), sin embargo, se dedujo que pudiera no alcanzarse la resistencia del suelo debido a que solo la carga principal se localiza en la parte central del almacenamiento y el resto estaría confinada donde se tienen presiones más bajas, compatibles con la capacidad de carga del suelo.
- c) **Hundimientos del subsuelo.** Considerando una carga de  $23.5 \text{ tn/m}^2$  (mineral en polvo) se originarían hundimientos en el primer mes de 71.31 cm y de 111.83 a los 20 años (con

carga permanente) **valores muy elevados** que originarían **distorsiones de la losa** de proyecto durante su vida útil, dado que 65% de los hundimientos se producirían casi inmediata; por lo que se propone un tratamiento a base de una precarga. Los módulos de reacción vertical calculados (20.6 a 39.0 tn/m<sup>3</sup>) implicaban un **terreno muy deformable**. **No se recomendó emplear el producto del dragado** (suelos arcillosos) para aprovecharlo como rellenos, excepto si se utilizaría el estrato de arena limosa fina y media de alta compacidad, sin embargo, se recomendó un buen diseño de mamparas y vertedores para obtener el material del dragado en condiciones adecuadas. Se concluyó que los rellenos que se colocarían sobre el terreno natural originarían **hundimientos muy importantes y que deberían ser tomados en cuenta durante la fase de elaboración del proyecto ejecutivo** debido a la alta compresibilidad de los materiales arcillosos. Considerando una superficie de concreto (losa proyectada) para soportar los minerales, se concluyó que se esperarían **hundimientos muy importantes**, por lo que la losa de concreto superficial se estimó que era poco probable que resistiera la magnitud de los hundimientos calculados **sin que se agrietara ni distorsionara**. Se estimó que los hundimientos se presentarían de manera paulatina, escalonándose y presentando una evolución que seguiría un desarrollo por debajo de la curva teórica. En la zona de almacenamiento de mineral, con una losa de concreto en la superficie, se **esperarían hundimientos muy considerables tanto totales como diferenciales** por lo que la losa sufriría fuertes distorsiones, para reducir este efecto se recomienda no construir la losa y colocar en su lugar el almacenamiento de minerales prácticamente lleno durante un año a fin de dar una precarga con lo que se conseguiría hasta un 80% de los hundimientos totales. Se propuso colocar drenes verticales para acelerar el proceso. Asimismo se recomendó **monitorear (nivelación periódica)** el tratamiento de la precarga mediante testigos de hundimiento. Se resaltó que con la aplicación de este tratamiento los hundimientos esperados serían de 26.0 cm, y una vez construida la losa su mantenimiento sería más esporádico que el que tendría si se construye con el terreno sin tratamiento. Se recomendó implantar un sistema a base de elementos cuadrados colocados sobre la losa que permitirían ser removidos para **renivelar la superficie de almacenamiento** con material de sub-base, cuando se presentarán deformaciones del suelo y colocarlos nuevamente. Finalmente se recomendó llevar una **instrumentación** para observar el comportamiento de las principales estructuras de la Terminal, consistente en **testigos de hundimiento** para la zona de almacenamiento. Una nivelación periódica de los testigos de hundimiento referida a un banco de nivel fijo, permitiría tener un registro de la forma de cómo evolucionarían los hundimiento en el tiempo.



**Foto 4** Aspecto que presenta la espuela después de la falla del suelo, se aprecia el colapso de la capa de suelo cemento con numerosos agrietamientos y el hundimiento del suelo en la parte izquierda en donde originalmente se encontraba almacenado el Arrabio

**COMENTARIOS DEL ESTUDIO.**-El estudio geotécnico realizado por Geovisa tiene un buen nivel técnico debido a los alcances de exploración, resultados de laboratorio y profundidad de los análisis geotécnicos efectuados, que resultan ser muy confiables. A partir de los resultados



de la exploración de campo y resultados de laboratorio de este estudio resalta la existencia del depósito superficial de arcilla de alta plasticidad con un espesor promedio de 7.40 m caracterizado por bajas resistencias al esfuerzo cortante (cohesión no drenada  $c = 2.3 \text{ t/m}^2$ ) y alta compresibilidad (coeficiente de compresibilidad volumétrica  $mv = 0.082 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ) que ofrece capacidades de carga bajas y hundimientos considerables para los niveles de carga esperados.

La **capacidad de carga admisible** del suelo determinada en el estudio resulta efectivamente menor a las presión de descarga del mineral supuesto en polvo colocado a granel ( $8.4 \text{ tn/m}^2$  menor que  $23.5 \text{ tn/m}^2$ ) lo que implica una evidente inestabilidad del material de almacenamiento. Las descargas máximas actuales originadas por materiales pesados (con pesos volumétricos de  $3.2 \text{ tn/m}^3$  que es el caso del Arrabio) son del orden de  $12.8 \text{ tn/m}^2$ , lo que resulta un valor mayor a la capacidad de carga determinada por Geovisa bajo las condiciones y características del suelo o modelo analizado de 1994.

Referente al comportamiento de las deformaciones del suelo, es contundente e insistente los resultados y conclusiones del estudio, al revelar que las características de alta compresibilidad del depósito de arcilla "**originarian hundimientos importantes**" durante la vida útil de la Terminal y que como consecuencia se presentarían graves afectaciones a los pavimentos tales como agrietamientos, hundimientos y distorsiones de los pavimentos superficiales derivados de los asentamientos totales y diferenciales del suelo ocasionados por las cargas de los materiales de almacenamiento. Las **alternativas de solución propuestas por Geovisa para reducir y controlar los asentamientos estimados, no fueron tomadas en cuenta** durante la construcción de los patios de Almacenamiento del mineral como fue implantar un tratamiento previo a base de una precarga. Tampoco se respetó la recomendación de evitar el material producto del dragado para formar las terracerías, ni se ha llevado a cabo una instrumentación (registro) que evalúe y controle los hundimientos durante la operación de la Terminal a través testigos de hundimiento.

Se considera que la **falta de aplicación** de medidas encaminadas al **control de los hundimientos** del terreno y por consecuencia las deformaciones (depresiones del terreno) de los pavimentos actuales (relleno y capa de suelo cemento) de los patios de almacenamiento y maniobra de minerales es la causa principal de que se haya presentado una deformación del terreno excesiva en la zona donde se encontraba el arrabio el día del incidente, al grado de que la capa de suelo cemento no fue lo suficientemente resistente para soportar las cargas, transmitiendo estas directamente al material blando (arcilla compresible).

#### ESTUDIO DE 1998.

El estudio de Mecánica de Suelos realizado por Ingeniería Civil Aplicada al terreno de la actual Terminal de Manejo de Minerales a Granel Cooper/ T. Smith en 1994 tuvo como finalidad principal determinar la capacidad admisible del terreno a diferentes profundidades tomando en cuenta las propiedades del suelo. Se efectuaron 4 sondeos de penetración estándar a 2.25 m de profundidad cada uno.

Las conclusiones más relevantes de este estudio son:

- a) **Estratigrafía.** La estratigrafía estaba compuesta superficialmente por una capa de suelo-cemento de 75 cm de espesor que sobreyacia a un relleno producto de dragado con saneos de arena limosa del Banco No. 4 de API.
- b) **Capacidades de carga.** Se determinaron de  $5.13 \text{ kg/cm}^2$  sobre la superficie del terreno y se reducían hasta  $2.11 \text{ kg/cm}^2$  hasta una profundidad de 2.25 m.
- c) **Comportamiento general del terreno.** Se describe que las plataformas de la Terminal sufrirán grietas y deformaciones en los primeros años debido al **asentamiento normal del subsuelo** por lo que se recomienda tener cuidado con las alturas de los minerales. Se hace referencia que de acuerdo con los hundimientos esperados producto de las cargas que



transmiten los minerales, la capa de **suelo-cemento se vería afectada**, por lo que afirma que sería necesario realizar reparaciones hasta que se estabilizaran las plataformas y posteriormente construir el pavimento definitivo.

**COMENTARIOS DEL ESTUDIO.** El estudio geotécnico realizado por Ingeniería Civil Aplicada en 1998, resulta deficiente, puesto que no se describen las pruebas de laboratorio realizadas ni la metodología para determinar las capacidades de carga. La profundidad de exploración no es suficiente para evaluar correctamente el comportamiento del suelo por lo que los resultados en términos de capacidad de carga son inexactos. Sin embargo, a pesar de ser un estudio limitativo se acepta que se **presentarán hundimientos del suelo** que originarán agrietamientos y deformaciones de las plataformas que deberán ser reparadas. Actualmente no se han efectuado reparaciones de estas plataformas a pesar de las evidentes deformaciones y depresiones existentes en prácticamente todas las plataformas de la Terminal. Es evidente que no se han tomado en cuenta las observaciones y acciones recomendadas para evitar daños como el ocurrido en la espuela del ferrocarril.



**Foto 6** Deformaciones de la plataforma de Almacenamiento. Al fondo se observa la espuela deformada y daños a la capa de suelo cemento.

## ESTUDIO DE 2002.

El estudio de Mecánica de Suelos realizado por Ingeniería Civil Aplicada al predio de la actual Terminal Marítima de Manejo de Minerales a Granel Cooper/ T. Smith en Julio de 2002 semanas después de ocurrido los daños a la espuela y patio de almacenamiento con depresión del terreno junto a esta última, tuvo como objetivos principales determinar la estratigrafía y las propiedades mecánicas del suelo, su comportamiento ante cargas, causas probables de la falla ocurrida y el procedimiento constructivo para su reparación. Se efectuaron 5 sondeos de penetración estándar a 12.0 m de profundidad cada uno con recuperación de algunas muestras inalteradas utilizando tubo Shelby.

Las conclusiones más relevantes de este estudio son:

- d) **Estratigrafía.** La estratigrafía en promedio estaba compuesta superficialmente por una arena inorgánica de 1.20 m de espesor que sobreyacía a una arcilla inorgánica de media plasticidad hasta 2.40 m de profundidad, a continuación se encontró una arcilla de alta plasticidad de 5.40 m de espesor, finalmente se detectó una arena limos de nula plasticidad. La plataforma se construyó con material de dragado y como superficie de rodamiento una capa de suelo-cemento de 75

- e) **Capacidades de carga.** Se determinaron las capacidades de carga del suelo admisible que van desde  $3.70 \text{ tn/m}^2$  hasta  $46.40 \text{ tn/m}^2$ . Se consideró que la causa de falla fue provocado por que la resistencia del suelo fue superada por las cargas inducidas por el arrabio. Los esfuerzos actuantes llegaron al límite de falla del suelo.
- f) **Comportamiento general del terreno.** Se comentó que se presentaron asentamientos desde el inicio de la etapa operativa de la Terminal. Se describió que los pesos volumétricos de los minerales de la Terminal fluctúan entre  $1.6$  a  $2.5 \text{ tn/m}^3$  y desde diciembre de 2000 se ha estado cargando con arrabio que tiene una densidad de  $3.2 \text{ tn/m}^3$ . Se describe que hubo desplazamientos del suelo a ambos lados del almacén de arrabio siendo en mayor magnitud del lado de la espuela puesto que del lado contrario existía material que presentó oposición al movimiento.

### COMENTARIOS DEL ESTUDIO.

El estudio geotécnico realizado por Ingeniería Civil Aplicada en Julio de 2002, no presenta la ubicación de los sondeos en la zona de la falla por lo que dificulta la precisión de la interpretación de los resultados de campo y de laboratorio en el entorno de la falla, sin embargo, no limita la definición del mecanismo de falla y que se describe en detalle más adelante.

El número de golpes en la prueba de SPT en general llegó a ser del orden de 7 golpes en la arcilla plástica, llegando a un valor mínimo de 2 en el sondeo No. 3 a 5.50 m de profundidad que indica resistencias del suelo regulares a malas. Los resultados de las pruebas mecánicas inalteradas obtenidas durante la exploración de campo indican una baja resistencia al esfuerzo cortante (cohesión no drenada mínima de  $c=2.1 \text{ tn/m}^2$ ). No se cuenta con todas las curvas esfuerzo – deformación del suelo ni los círculos de Mohr de todas las pruebas triaxiales. Aunque el estudio menciona que se realizaron pruebas de consolidación, no se presentan los resultados de estas pruebas ni las gráficas, por lo que no se tienen parámetros directos para analizar el comportamiento del suelo en términos de deformación. Sin embargo, los resultados de análisis de hundimientos con parámetros del estudio de Geovisa y el nivel de esfuerzos inducido por el Arrabio revelan que los hundimientos son considerables.



**Foto 9** Vista de un depósito de arrabio y encharcamientos de la plataforma que revela las deformaciones en la superficie de la misma.



#### **IV.IV.2.- BITÁCORA Y RELACIÓN DE BARCOS.**

La bitácora de almacenamientos da una idea muy superficial de los movimientos de los minerales, solo destaca que la zona afectada ha sido ocupada por Manganeso y por Arrabio. La relación de barcos con cargas pesadas indica que estos han descargado diferentes minerales desde marzo de 1998 hasta julio del 2002 con un tonelaje entre 2922.00 ton. hasta 58,740.00 ton.. El día del incidente se encontraba el barco no. 223 llamado Song Shan Hai que transportaba 57,949.39 ton. de Pig iron.

En esta relación hacen falta algunos barcos que no aparecen por lo menos en las fechas previas al accidente, por lo que no se tienen comentarios adicionales que pudieran servir para una mayor interpretación.

#### **Planos del muelle, topográficos y arquitectónicos.**

Los planos del muelle desarrollados por Epson Ingenieria S.A. solo presentan la geometría y arreglo general de secciones, localización de pilas y detalles de armado de la estructura del muelle. Lo relevante de esta información es que en el plano 524-AG-101 se indica que en el área A no se deberá almacenar material que tenga un peso volumétrico mayor a 2.24 ton/m<sup>3</sup>. El área A corresponde a la zona de almacenamiento cuya estructura de concreto está apoyada por pilas.

Esta restricción en la densidad del material, no se cumplió en la plataforma donde se depositó el Arrabio el día del incidente por lo que era de esperarse que pudiera presentar una falla del suelo y con más razón, puesto que en la zona donde se encontraba deposita el arrabio de 3.2 tn/m<sup>2</sup> de peso volumétrico tiene como apoyo únicamente la arcilla compresible y de baja resistencia al esfuerzo cortante.

El plano arquitectónico 524-CO-120 titulado Drenaje Pluvial Planta, indica que las plataformas de almacenamiento deberán de tener una pendiente del 1% hacia las trincheras que conducirán el agua pluvial hasta un tanque que funciona como desarenador. Actualmente debido a los asentamientos del suelo locales (que se traducen en depresiones superficiales del terreno) no existe esta pendiente, por lo que se acumula el agua en las zonas deprimidas, siendo el drenaje inoperante. Es importante señalar que a lo largo de la zona donde se encontraba el arrabio el día del incidente, se proyectó una de las trincheras, la cual no fue detectada durante la vista y seguramente a causa de encontrarse justamente por debajo del este mineral pudo agravar las deformaciones del suelo, puesto que esta trayectoria representa una línea de falla probable en la capa de suelo – cemento.

Finalmente, el plano topográfico de la espuela y del arrabio en la zona del incidente cuyo levantamiento topográfico se realizó el 26 de julio de 2002 por parte de la empresa Persa Supervisión Topografía, presenta un perfil de la vía, tres cortes y una planta de la zona afectada. Se observa que la vía del ferrocarril se elevó un máximo de 2.50 m sobre el nivel original o de proyecto en la sección 0+080.00 y que el nivel máximo del arrabio era de 7.0 m por arriba del nivel de terreno natural. Lo anterior indica que la altura del mineral sobre el nivel del terreno circundante era de por lo menos 7.0 m, siendo una altura considerable, resultando presiones de descarga máximas al terreno del orden de 22.4 tn/m<sup>2</sup> máxima considerando que el Arrabio tiene un peso volumétrico de 3.2 tn/m<sup>3</sup>. Tal presión de descarga supera la capacidad de carga del suelo como se verá más adelante y que poco antes de la falla seguramente se presentaron deformaciones importantes del suelo constituido por una arcilla muy plástica y compresible.



## IV.I.V.- ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA FALLA DEL SUELO

### IV.I.V.1.- DESCRIPCIÓN DEL MECANISMO DE FALLA.

Las cargas que se operan en la Terminal para el manejo y almacenamiento de Minerales a Granel de la empresa Cooper/ T, Smith desde principios de 1998 a la fecha suman un total de 5,000,000 de toneladas. La magnitud de las descargas que se transmiten al suelo de cimentación varían, pues están en función de la altura o volumen de mineral concentrado, área que ocupa el material, el peso volumétrico de los minerales y la manera de cómo fue depositado.

El mecanismo de falla tuvo dos fases; la primera que tuvo que ver con el desarrollo de deformaciones progresivas del suelo (hundimientos excesivos) y la segunda con el sobreesfuerzo inducido al suelo en la que se superó la resistencia del suelo (falla de capacidad de carga). A continuación se describe el análisis de cada una de las fases.

#### IV.I.V.1.1.- FASE DE DEFORMACIONES PROGRESIVAS (HUNDIMIENTOS)

Los efectos que las cargas de estos minerales (distorsiones, hundimientos o falla por cortante del suelo) pueden originar al suelo de cimentación dependen del nivel de esfuerzo aplicado, superficie de influencia o zona cargada, el tiempo que permanece el material en el sitio, las fuerzas dinámicas que los camiones inducen al suelo y las propiedades del propio suelo (mecánicas y de deformación principalmente).

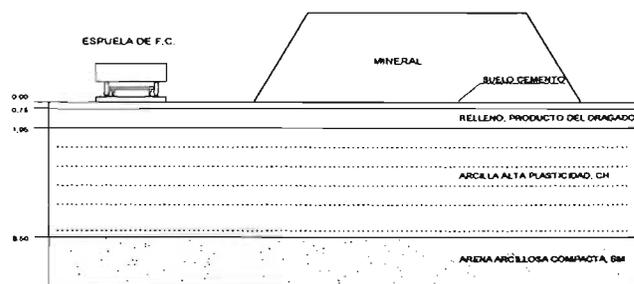
Considerando lo anterior y las observaciones resultado de la visita a la Terminal el 01 de octubre de 2002, se han producido en prácticamente toda la plataforma de la Terminal Marítima deformaciones importantes del subsuelo, consistentes en la aparición de depresiones (hundimientos) locales en las zonas donde constantemente se están almacenando los minerales y prácticamente ninguna en las calles de tránsito de los vehículos.



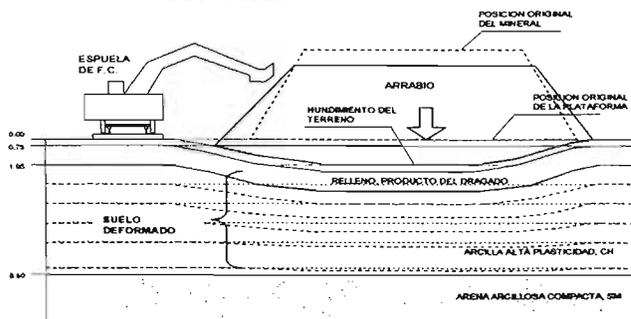
**Foto 10** Detalle del hundimiento excesivo derivado de la falla del suelo. En la parte derecha se observa el talud del la capa de suelo cemento que se vio involucrado en el levantamiento del terreno en la zona de la espuela..

Tomando en cuenta la estratigrafía y propiedades de estudios de mecánica de suelos anteriores (1994, 1998 y 2002) existe un consenso en que la arcilla inorgánica saturada de alta plasticidad existente entre 1.0 m y 8.0 m de profundidad respecto al nivel actual de la plataforma es muy deformable ( $mv = 0.082 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ) para los niveles de carga que maneja la Terminal. Considerando que la operación de la Terminal ha sido continua desde la fecha en que empezó a prestar sus servicios (enero de 1998) con crecimiento en el volumen de minerales, el nivel de carga depositado en sus patios de almacenamiento ha sido más o menos constante, pues a menudo los minerales almacenados han permanecido varios meses en un solo sitio. Por consiguiente es aceptable considerar que los niveles de carga que se están transmitiendo al suelo de cimentación (arcilla de alta compresibilidad muy plástica, CH) inducen un proceso de consolidación acelerado de la arcilla y no uniforme en toda la Terminal, originando asentamientos locales del terreno (ver informe fotográfico). La no uniformidad en la velocidad de hundimiento o magnitud de los asentamientos del terreno se deben en gran parte al nivel de carga y su duración así como propiedades de la deformación del suelo.

En el sitio de la falla, particularmente en la zona donde se encontraba el Arrabio (con un peso específico elevado:  $3.2 \text{ ton}/\text{m}^3$ ) durante el incidente, se presentó un hundimiento del terreno atribuido a una deformación a largo plazo (proceso de consolidación) y al desplazamiento del suelo como resultado de la falla por capacidad de carga del mismo (fase II de sobreesfuerzo). Este hundimiento existe también en zonas aledañas al sitio de falla y en donde se almacena minerales. Este comportamiento del suelo (hundimiento) pudo acentuarse por la influencia de un mayor espesor de arcilla (del orden de 12.0 m) detectado en el sondeo 4 del estudio de Mecánica de Suelos de 2002 en comparación con el espesor de la arcilla detectado en los otros sondeos (7.0 m en promedio). Esta arcilla presenta un comportamiento de deformación constante a niveles de carga constante, presentando un diferencial de deformación muy importante en la zona cargada por el Arrabio el día del incidente, en comparación con la zona sin carga; en la primera zona se llegó a transmitir la carga del mineral a estratos más profundos, que tienen menores resistencias y mayor susceptibilidad de deformarse, al grado de que los esfuerzos inducidos superaron la resistencia de la arcilla, produciéndose la falla por capacidad de carga del suelo.



1. Etapa inicial al momento de comenzar las operaciones de la Terminal (1998)



2. Configuración del subsuelo antes de la falla del suelo (Mayo de 2002)

El mecanismo de falla en su primera fase consistió en una reducción progresiva del espesor del suelo en su parte superficial (con mayor consolidación) y que estaba sometida a una mayor concentración de esfuerzos (ver figura 3) y que al momento en que se incrementó las cargas, las deformaciones se incrementaron transfiriendo ésta a estratos más profundos (con menor resistencia), donde los esfuerzos inducidos fueron entonces soportados por estos estratos, dando como consecuencia el proceso que se describe a continuación (ver figura 4).

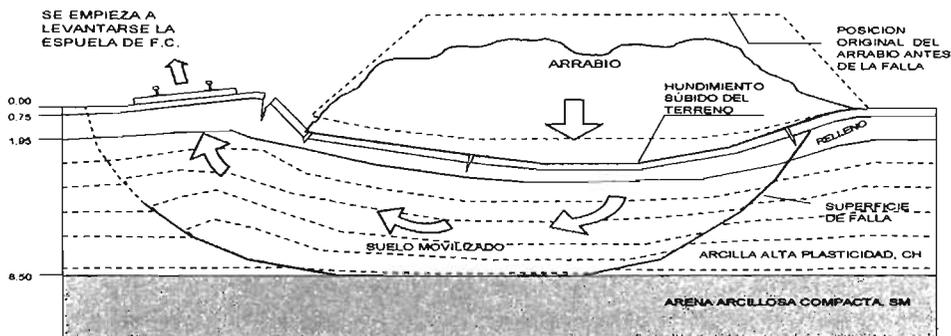
FIG. 3 COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN LA ZONA DE LA FALLA

#### IV.I.V.1.2.- FASE DE SOBRESFUERZO INDUCIDO (FALLA DE CAPACIDAD DE CARGA).

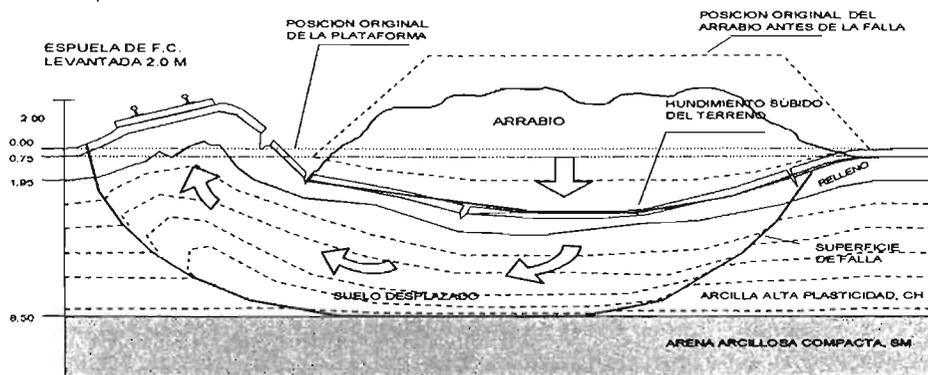
En cuanto al comportamiento mecánico del suelo en el sitio de la falla, la presión de contacto sobre el suelo de cimentación que existía el día del incidente originada por el peso del Arrabio y del suelo cemento situado al sur de la espuela era del orden de  $15.75 \text{ tn/m}^2$  máximo (una descripción más detallada se presenta más adelante) que al compararla con la capacidad de carga última del suelo (de  $15.53 \text{ tn/m}^2$ ) implica para fines de **revisión del Estado Límite de Falla** que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo fue superada por las cargas del Arrabio y de la capa de suelo-cemento, propiciando una falla por capacidad de carga.

Vesic afirma que el tipo de falla por capacidad de carga que se presenta en las cimentaciones (general, local y punzonamiento) depende de la compresibilidad del suelo, de las condiciones geométricas y de la condición de carga y atribuye a la **compresibilidad la responsabilidad principal** para arcillas saturadas normalmente consolidadas.

Como resultado el mecanismo de falla consiste en la generación de una superficie de falla que pasa por los estratos menos resistentes y forma por una parte una depresión excesiva del suelo y por el otro un levantamiento del terreno (fig. 4).



**3. Durante la falla.** Generación de falla por capacidad de carga (22 de Mayo de 2002). Se alcanza a superar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, produciéndose una deformación excesiva de los estratos inferiores y un desplazamiento.



**4. Después de la falla.** Los esfuerzos inducidos al suelo por el peso del Arrabio alcanzan la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Se define una superficie de falla y se presenta un deslizamiento del suelo hacia la espuela.

FIG. 4 MECANISMO DE FALLA DEL SUELO EN LA ZONA AFECTADA



## IV.I.VI.- ANÁLISIS DEL MECANISMO DE FALLA

### IV.I.VI.1.- ASPECTOS GENERALES

Los criterios de análisis utilizados se basan en las expresiones aceptadas en Mecánica de Suelos para el cálculo de la capacidad de carga (ref. 7).

Debido a que el fenómeno presentado al momento de ocurrir el accidente corresponde a una falla de equilibrio límite originado por la falta de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, se trata de evaluar la estabilidad del mismo; para ello se analizó la falla como una cimentación superficial

La estabilidad del suelo considerando la descarga del Arrabio se revisó considerando los aspectos siguientes:

- El material donde estaba apoyado el Arrabio estaba constituido superficialmente por una capa de suelo cemento de 0.75 m. de espesor que sobreyace a un relleno de arena limosa producto del dragado de 1.20 m de espesor y que se apoya sobre un depósito de arcilla muy compresible que se localiza hasta 8.40 m de profundidad respecto al nivel actual de la plataforma.
- La franja cargada que ocupaba el Arrabio era de 100.00 m. de longitud por 40.00 m. de ancho (base del Arrabio), resultando una superficie de 4,000.00 m<sup>2</sup>.
- El arrabio formaba aproximadamente un trapecio en su sección transversal (ver figura 3) con una base de 40.00 m. de ancho. Este mineral tiene un peso volumétrico de 3.2 ton/m<sup>3</sup>.
- Al momento del incidente se tenía una carga de almacenamiento del Arrabio de 57,900.00 ton distribuido en un área de 4,000.00 m<sup>2</sup> originándose una presión máxima de contacto en el desplante sobre la capa de suelo cemento de 14.47 ton/m<sup>2</sup> y de 15.75 ton/m<sup>2</sup> sobre el suelo de cimentación, equivalente a 63,000.00 ton (considerando 5100.00 ton. de peso del suelo cemento).
- Las observaciones realizadas al sitio de la falla el día 01 de Octubre y los comentarios sobre el funcionamiento y operación de la Terminal emitidos por la Dirección General de Cooper /T. Smith.
- Los análisis se hicieron con los valores medios de las propiedades índice y mecánicas de los estratos involucrados y obtenidos a partir del estudio de Mecánica de Suelos realizado en 1994 y 2002.

A continuación se presentan los criterios de análisis utilizados y sus resultados.

### IV.I.VI.2.- CAPACIDAD DE CARGA

Para el cálculo de la capacidad de carga del suelo (considerando como cimentación una losa constituida por la capa de suelo cemento) se usaron las propiedades mecánicas correspondientes a un material cohesivo (arcilla plástica). La capacidad de carga última de una losa de cimentación desplantada en un suelo cohesivo se determinó con la siguiente expresión:

$$q_u = N_c C_u + P_v \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

- $q_u$  Capacidad de carga última (t/m<sup>2</sup>)  
 $C_u$  Cohesión aparente del estrato de apoyo, determinada en ensaye triaxial UU: 2.5 t/m<sup>2</sup>  
 $N_c$  Coeficiente de Skempton para suelos arcillosos, 5.7  
 $D_r$  Profundidad de desplante del cimient: 0.75 m  
 $P_v$  Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo: 1.28 t/m<sup>2</sup>



De acuerdo al valor asignado a cada parámetro, a partir de las propiedades del subsuelo de apoyo y aplicando la ec 1, se tiene la siguiente **capacidad de carga última**:

$$q_u = 15.53 \text{ ton/m}^2$$

### IV.I.VI.3.- ESTADOS LÍMITE DE FALLA

#### Estabilidad de la cimentación.

Debe verificarse la estabilidad de la cimentación (capa de suelo cemento considerada como losa) para que la carga vertical aplicada al suelo, sea menor que la capacidad de carga del suelo. Para cimentaciones con una losa de cimentación desplantada en suelos primordialmente cohesivos se debe cumplir la desigualdad siguiente:

$$Q / A < q_a \quad \text{Ecuación 2}$$

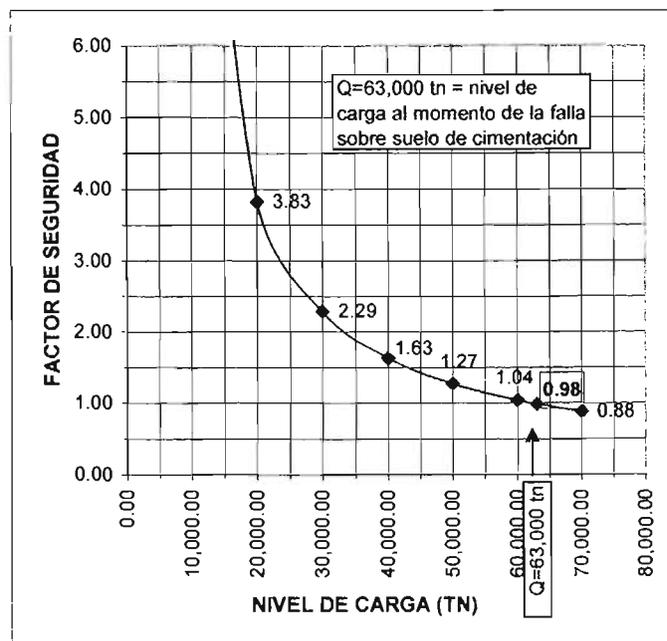
Donde:

- Q suma de las acciones verticales máximas a nivel de desplante de la cimentación, 63,000 ton
- A Área del cimient: 4,000.00 m<sup>2</sup>
- q<sub>a</sub> Capacidad de carga admisible  $q_a = cNc / FS + Pv$  (t/m<sup>2</sup>)  
Donde FS es el factor de seguridad igual a  $FS = (c Nc) / (q_a - Pv)$

A partir de la ecuación 2, se puede determinar el factor de seguridad (FS) para diferentes niveles de esfuerzos como:

$$FS = (c Nc) / (q_i - Pv) \quad \text{Ecuación 3}$$

En la ecuación 3, el valor de  $q_i$  expresa los diferentes esfuerzos inducidos al suelo correspondientes a distintos niveles de carga. Si el nivel de carga alcanza la capacidad de carga última del suelo ( $q_i = q_u$ ) el factor de seguridad es uno. Por consiguiente los factores de seguridad se presentan en la siguiente gráfica:





Como se observa en la gráfica anterior para una carga de 63,000 tn el Factor de Seguridad resulta de **FS=0.98**, que indica que el esfuerzo inducido por el Arrabio ha superado la capacidad de carga última del suelo. Se concluye que la **cimentación analizada no es estable** para la condición de carga y geometría analizada resultado de una falla por capacidad de carga.

#### IV.I.VI.4.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

##### Análisis de hundimientos

Debido al tipo de suelo que predomina en el sitio las deformaciones que se tendrán en la superficie de la plataforma de la Terminal ocurrirán a largo plazo. La evaluación de los asentamientos diferidos que sufrirá la capa de suelo cemento, según el criterio de Terzaghi (ref. 3), se obtuvieron de la siguiente expresión:

$$\Delta = \Delta M_v \sum \Delta H_i \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

- $\Delta$  Hundimiento a largo plazo, cm
- $M_v$  Coeficiente de variación volumétrica de cada estrato que contribuye al hundimiento total,  $\text{cm}^2/\text{kg}$
- $\Delta$  Incremento de esfuerzo vertical en cada uno de los estratos de suelo considerados, producidos por la carga del mineral más el peso de la cimentación (capa de suelo cemento),  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $H_i$  Espesor de cada estrato compresible considerado, cm.

La aplicación de la ecuación 4 para una losa (capa de suelo cemento) a 0.75 m de profundidad dio como resultado un hundimiento promedio máximo de 0.59.0 m. total. Debe especificarse que el cálculo de este hundimiento es para un tiempo medido a partir del momento en que la carga se aplica por primera vez y de forma permanente. En el caso de la zona donde se encontraba el arrabio, las cargas son variables tanto de magnitud como de permanencia, sin embargo se considera que los niveles de carga y los tiempos promedio de almacenamiento han originado deformaciones que se pueden estimar cercanos a la magnitud total.



FIG. 5 VISTA AÉREA DE LA TERMINAL MARÍTIMA COOPER/T. SMITH Y ZONA DE LA FALLA (ESPUELA DE FERROCARRIL).



## IV.I.VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### IV.IVII.1.- CONCLUSIONES

Las observaciones de campo realizadas durante la visita a la Terminal Cooper/T. Smith el día 01 de octubre del presente, la revisión e interpretación de la información solicitada, los análisis geotécnicos e interpretación del comportamiento del suelo durante el incidente permiten llegar a los siguientes comentarios y conclusiones:

1. La Terminal para el Manejo y Almacenamiento de Minerales Copper /T. Smith que comenzó a operar a partir de 1998, está ubicada en el Recinto Fiscal Portuario del Puerto de Altamira, Tamaulipas ocupa una superpie de 86,302.00 m<sup>2</sup>, cuenta con un frente de agua de 570.00 m, de los cuales 295.00 m. se encuentran en operación en su primera etapa, aloja talleres, una oficina y un estacionamiento. Los minerales que maneja son fluorita, arrabio, carbón, chatarra, coque, minerales de manganeso, bauxita, BHI, magnesita, mineral de hierro, ilmenita, concentrado de zinc y cobre y en general super sacos, rollos de acero, alambroón y lámina de cero, tubería y lingotes de magnesio. Existe una barcaza donde están apoyadas tres grúas que sacan o meten el mineral de los barcos hacia la plataforma de almacenamiento A.
2. La mañana del 22 de mayo del 2002, se presentó un bufamiento o levantamiento del terreno que soporta la espuela del ferrocarril próxima a la barcaza del orden de 2.00 m de altura en una longitud de aproximadamente 120.00 m y una depresión del suelo en una franja del orden de 100.00 m de largo por 40.00 m de ancho situada inmediatamente al sur de la espuela en donde se encontraba almacenado un mineral identificado como arrabio. La espuela sufrió importantes distorsiones como resultado del levantamiento del suelo y la zona donde se localizaba el arrabio presentó un hundimiento considerable, situación que obliga a que esta zona quede inhabilitada para seguir las operaciones del manejo y almacenamiento de minerales propias de la Terminal.
3. el despacho de asesores realizó una visita de observación el día 01 de octubre del presente a la Terminal Cooper / T. Smith para conocer la problemática. La compañía de seguros proporcionó a esta empresa información referente a estudios de Mecánica de Suelos y de diseño y la operatividad de la Terminal.
4. La Terminal fue construida en una zona de Marismas. La plataforma de la terminal está formada por un pavimento superficial de 0.75 m de espesor constituido por suelo cemento que sobreyace a un relleno de 1.20 m de espesor en promedio producto del dragado, que fue colocado sobre un depósito de arcilla de alta plasticidad y compresibilidad localizado hasta 8.50 m de profundidad en promedio, finalmente se encuentra un estrato de arenas arcillosas compactas hasta 25.00 m de profundidad en promedio. Esta información se obtuvo a partir de estudio de Mecánica de Suelos Previos.
5. Los análisis e interpretaciones de daños que presenta la espuela y la plataforma de la Terminal en la zona del incidente, tomó en cuenta las observaciones efectuadas en la visita a la Terminal, los estudios de Mecánica de Suelos de los años 1994, 1998 y 2002, plano topográfico de la espuela después del incidente, planos arquitectónico y de instalaciones de la Terminal, bitácora de operaciones e información de barcos con cargamentos de mineral.
6. En el estudio de Mecánica de Suelos de 1994 se concluye que el estrato de arcilla de 7.40 m de espesor en promedio está caracterizado por bajas resistencias al esfuerzo cortante y alta compresibilidad que ofrece capacidades de carga bajas y se tendrían hundimientos considerables durante la vida útil de la Terminal; y que como consecuencia se presentarían graves afectaciones a los pavimentos tales como agrietamientos, hundimientos y distorsiones de los pavimentos superficiales derivados de los asentamientos totales y diferenciales del suelo ocasionados por las cargas de los materiales de almacenamiento.



7. El estudio de mecánica de suelos de 1998 a pesar de ser limitativo en cuanto a sus alcances acepta que se **presentaría hundimientos del suelo** que originarán agrietamientos y deformaciones de las plataformas que deberían ser reparadas. Actualmente no se han efectuado reparaciones de estas plataformas a pesar de las evidentes deformaciones y depresiones existentes en prácticamente todas las plataformas de la Terminal. Es claro que no se tomaron en cuenta las observaciones y acciones recomendadas para evitar daños como el ocurrido en la espuela del ferrocarril.
8. MC Ingeniería concluye que **alternativas de solución propuestas por Geovisa para reducir y controlar los asentamientos que ya se sabía que se iban a presentar, no fueron tomadas en cuenta** durante la construcción de los patios de Almacenamiento del mineral, como fue realizar un tratamiento previo a base de precarga. Tampoco se respetó la recomendación de evitar el material producto del dragado para formar las terracerías, ni se ha llevado a cabo una instrumentación (registro) que evalúe y controle los hundimientos durante la operación de la Terminal.
9. Se considera que la **falta de aplicación** de medidas encaminadas al **control de los hundimientos** del terreno y por consecuencia las deformaciones (depresiones del terreno) de los pavimentos actuales (relleno y capa de suelo cemento) en los patios de almacenamiento y maniobra de minerales es **la causa** de que se haya presentado un levantamiento del terreno (espuela) y un asentamiento excesivo en la zona donde se encontraba el arrabio el día del incidente, al grado de que la capa de suelo cemento no fue lo suficientemente resistente para soportar las cargas, transmitiendo estas directamente al material blando (arcilla compresible) y poco resistente.
10. El mecanismo de falla ocurrido durante el incidente del 22 de Mayo del presente consistió en dos fases. **FASE 1.** se presentó un asentamiento o una reducción progresiva del espesor del suelo en su parte superficial (con mayor consolidación) y que estaba sometida a una mayor concentración de esfuerzos y que al momento en que se incrementó las cargas, los esfuerzos inducidos fueron transmitidos a niveles inferiores en donde las resistencias del suelo son menores (figura # 3); **FASE 2.** Posteriormente la presión de contacto originada por el peso del Arrabio y del suelo cemento que era del orden de  $15.75 \text{ tn/m}^2$  **superó** la capacidad de carga última del suelo de  $15.53 \text{ ton/m}^2$ . A continuación se generó una superficie de falla que pasa por los estratos menos resistentes y formó por una parte una depresión o hundimiento excesivo del suelo y por el otro un levantamiento del terreno (fig, # 4).
11. Los análisis geotécnicos consideraron los valores medios de las propiedades, índice y mecánicas obtenidos de los estudios previos realizados a la Terminal y que se muestran en el presente estudio.
12. La capacidad de carga admisible a nivel de desplante de la capa de suelo cemento se \*determinó en  $15.53 \text{ ton/m}^2$ .
13. Considerando una descarga del mineral de 57,900.00 ton. más una descarga de 5,100 ton. de la capa de suelo cemento que existía en la zona de falla que inducían una presión de  $15.75 \text{ ton/m}^2$  y la capacidad de carga del subsuelo, se determinó un factor de seguridad por capacidad de carga de 0.98, lo que hacen que **la cimentación no sea estable**.
14. No se cumplió con la restricción de los pesos volumétricos de los minerales (máximos de  $2.20 \text{ ton/m}^3$ ) colocados en la plataforma donde se depositó el Arrabio (de  $3.20 \text{ ton/m}^3$ ) el día del incidente (de cuerdo con los planos de proyecto) por lo que era de esperarse que pudiera presentar una falla del suelo.
15. Los asentamientos a largo plazo calculados a partir de que el suelo se empezó a cargar resultó de 0.59 m. en total bajo las cargas operativas actuales. Considerando que la mayor parte de estas ya se presentaron, se observa que las deformaciones actuales son cercanas a las calculadas.



16. Se considera que las deformaciones del suelo a largo plazo influyeron en la falla del suelo en la zona de la espuela de ferrocarril afectada.
17. De haberse llevado a cabo el monitoreo topográfico, las medidas de mantenimiento y de prevención sugeridas por los estudios de Mecánica de Suelos de 1994 y de 1998 hubieran evitado la falla del suelo y la inoperatividad de la espuela de ferrocarril.

#### **IV.I.VII.2.- RECOMENDACIONES**

1. Llevar a cabo un registro topográfico de las deformaciones de la plataforma. Se recomienda que las lecturas se efectúen por lo menos mensualmente.
2. Efectuar inspecciones detalladas y de manera frecuente (semanales) sobre la plataforma de la Terminal a fin de identificar agrietamientos del suelo, infiltraciones rápidas del agua, niveles de carga y tiempos de almacenamiento de minerales. Los resultados permitirán tomar las medidas necesarias para evitar fallas del suelo por deformaciones excesivas o falta de capacidad de carga.
3. Es importante evitar el almacenamiento de minerales con niveles de carga elevados, para lo cual se recomienda llevar a cabo un manejo **más estricto** de las alturas de los minerales, extensión de áreas por ocupar, pesos volumétricos y tiempos de almacenamiento.
4. Para evitar nuevas fallas del suelo en los sitios donde los niveles de carga son considerables, será necesario efectuar estudios especializados a fin de reforzar el suelo y que contemplen el conocimiento permanente del mismo (mediciones topográficas, piezómetros, celdas de carga, etc.).

#### **IV.I.VIII.- RESULTADOS DE LA INTERVENCIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL.**

**COMO RESULTADO DE LA INTERVENCIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL EN ESTE ASUNTO SE OBTUVO QUE ESTE TRABAJO EN EL CUAL EL ASEGURADO PRESENTABA UNA RECLAMACIÓN DE \$ 6,400,000.00 M.N., ESTA SE REDUJERA A NADA, YA QUE DEBIDO A LA INVESTIGACIÓN QUE SE LLEVÓ A CABO, SE CONCLUYO QUE EL DAÑO QUE PRESENTABA LA ESPUELA DEL FERROCARRIL SE DEBIO A UN BUFIAMIENTO EN EL SUBSUELO, LO CUAL NO ESTA ASEGURADO, ADEMÁSA DE QUE NO SE LLEVARÓN A CABO LAS MEDICIONES PERIÓDICAS EN ESTE PISO COMO EN LAS RECOMENDACIONES QUE UNA FIRMA DE PARTE DEL ASEGURADO LES RECOMENDO**

**ESTE EJEMPLO NOS DEMUESTRA QUE LA INTERVENCIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL FUE BÁSICA Y DETERMINANTE PARA LLEGAR A UNA CONCLUSIÓN TÉCNICA IMPARCIAL Y DEFINITIVA PARA LA CONCLUSIÓN DE ESTE ESTUDIO.**



## **IV.II.- SEGUNDO EJEMPLO PRÁCTICO**

**REVISIÓN ESTRUCTURAL NAVE DE ALMACÉN No.1 EMPRESA GRANOS  
DE SINALOA, S.A. DE C.V.**

**ESTRUCTURA QUE FORMABA PARTE DE LAS INSTALACIONES  
UBICADAS EN POTRERO DE LOS SÁNCHEZ, MOCORITO, EN EL ESTADO  
DE SINALOA, CULIACAN**



#### **IV.II.I.- ANTECEDENTES**

El presente informe tiene como objetivo el revisar y evaluar el factor o conjunto de factores que indujeron el colapso de los muros perimetrales del edificio de bodega No. 1, propiedad de la empresa "GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.", estructura que formaba parte de las instalaciones ubicadas en Potrero de los Sánchez, Mocorito, en el estado de Sinaloa, cuya función era el almacenamiento de semillas a granel, que para el caso que nos ocupa el día del colapso ( 8 de junio 2004), se tenía contenido maíz.

Para el presente trabajo, la compañía de seguros nos solicito llevar a cabo la revisión estructural de la nave, así como la causa por la cual esta instalación sufrió el colapso de su techumbre y muros perimetrales y además la valuación de los daños.

#### **IV.II.II.- INFORME DE REVISIÓN ESTRUCTURAL NAVE DE ALMACÉN No.1 EMPRESA GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.**

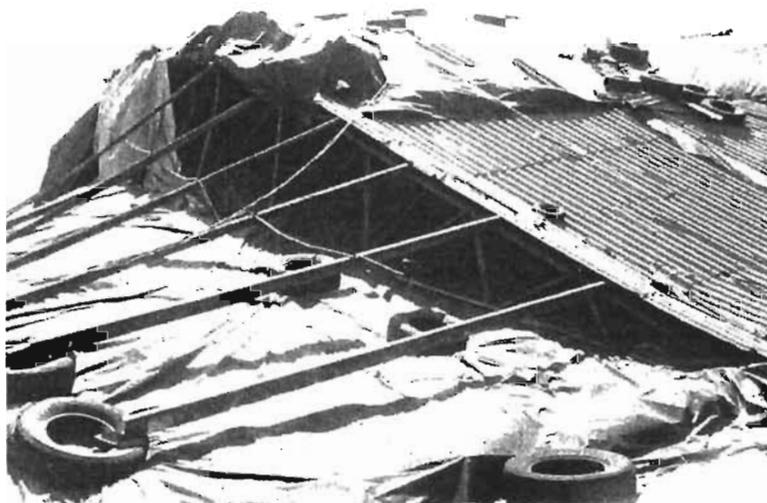
Para el presente trabajo, la compañía de seguros nos solicito llevar a cabo la revisión estructural de la nave, así como la causa por la cual esta instalación sufrió el colapso de su techumbre y muros perimetrales y además la valuación de los daños.

De esta manera el Almacén No. 1 es una nave de geometría regular a doble altura, guardando una forma rectangular en planta, sus ejes longitudinales tienen una cota de 74.50 m. y los transversales de 25.15 m, resultando un área construida de 1,873.67 m<sup>2</sup>, esta nave fue resuelta en su estructura mediante muros perimetrales de mampostería de tabique rojo recocido de 38 a 40 cm. de espesor confinados mediante elementos verticales y horizontales en concreto reforzado, contando estos, con el mismo espesor del muro, este confinamiento se da a manera de tableros reticulares con disposición a cada 2.50 m de largo por 1.60 de alto. Con una altura predominante de plano de muro del orden de 6.22 m, con excepción de los muros piñones o transversales los cuales remataban en la cumbrera a una altura de 9.42 m. A continuación se muestran las fotografías donde se aprecia la nave.





En lo referente al sistema de techumbre, se indica que se encuentra soportada por armaduras metálicas de alma abierta dispuestas a cada 5.05 m promedio, empotradas a columnas compuestas (columna en la cual un conjunto de elementos de acero se encuentra embebido dentro de la sección de concreto), considerándose para este efecto como los marcos principales, los cuales son de tipo híbrido, la estructuración secundaria portante de la techumbre se resolvió mediante perfiles monten tipo 5 MT 10, a cada 1.26 m, siendo estos, los elementos en los que se apoya propiamente la lamina acanalada de fibrocemento.



En función de nuestra visita de evaluación física llevada a cabo el día 28 de junio de 2004, observamos que el factor preponderante que llevo al colapso a los muros, así como a la techumbre de esta nave de almacén, fue el empuje lateral del material almacenado (maíz), el cual actuó sobre el plano de los muros longitudinales en su primer tercio de altura, condición que tuvo lugar muy probablemente durante la ultima etapa del proceso de llenado o bien en condiciones de máxima capacidad de almacenaje, a continuación se muestran fotografías donde se aprecian los espesores de los muros.

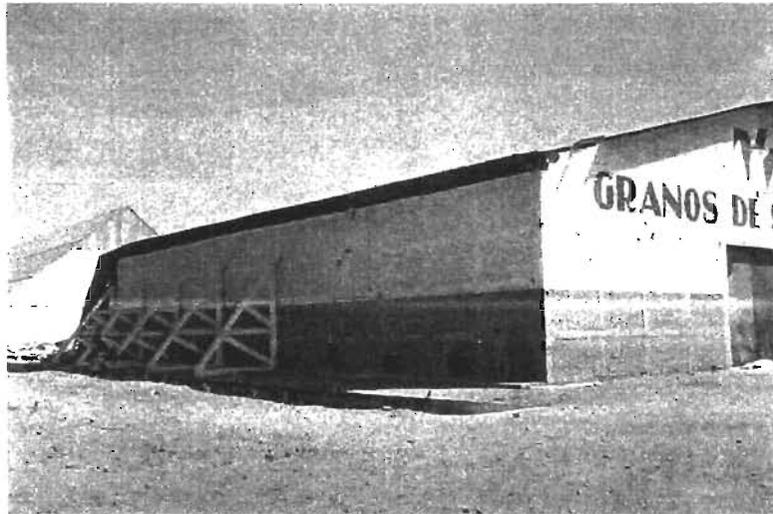


Lo anterior indujo sobreesfuerzos mecánicos, primeramente a manera de flexión sobre el plano del muro en la sección indicada y en segundo término la falla frágil por esfuerzo cortante, lo que conllevó a la totalidad de la superestructura a un estado límite de falla, se muestra fotografía donde se aprecia las condiciones en las que quedó la bodega.

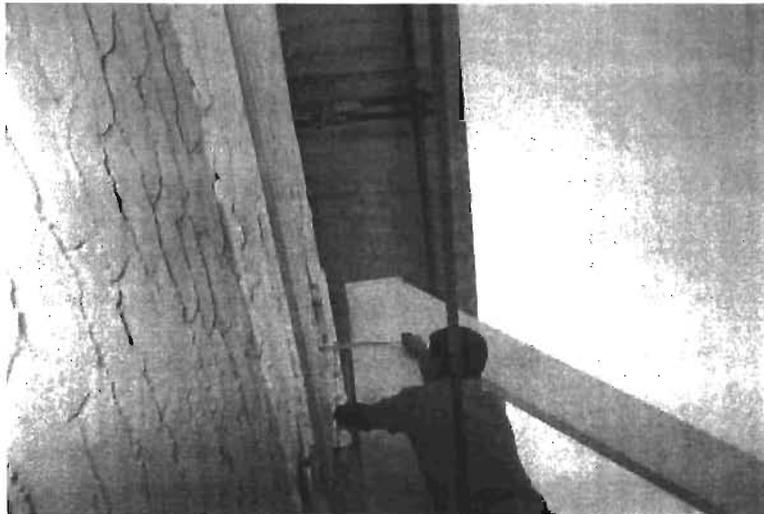




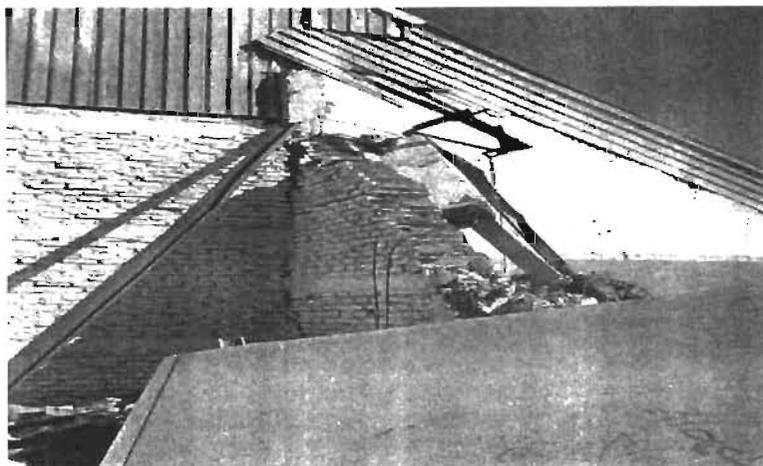
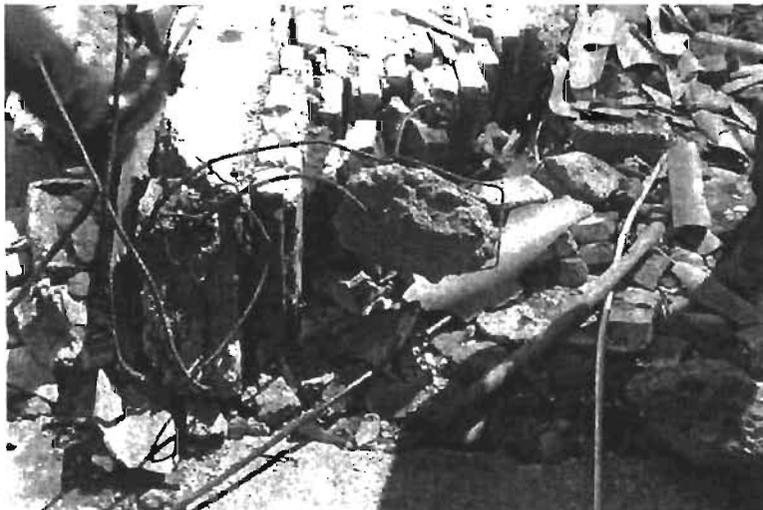
Cabe señalar que el eje longitudinal noreste ya había sido reforzado parcialmente, mediante la colocación de contrafuertes conectados a las columnas de la superestructura, por lo que podemos inferir que este elemento presentaba deformaciones previas debidas al empuje del material almacenado, en las siguientes fotografías se muestra el muro que tenía el refuerzo con los contrafuertes.



Durante la visita de inspección física se tomaron lecturas de los desplomes que presenta el muro longitudinal noreste, estos desplomes se deben a las presiones de los empujes laterales que se origina por el acumulamiento del maíz.



Los factores asociados que contribuyeron a la falla de la estructura fueron las características de estructuración, de la que podemos mencionar la relación entre el área de acero de refuerzo y la sección de concreto, la cual corresponde a los valores mínimos establecidos, las longitudes efectivas de traslape del acero de refuerzo, la deficiencia constructiva en las uniones de muros ortogonales etc., esto asociado a la edad de servicio de la construcción y a su función.





En la siguiente fotografía se aprecia el acumulamiento del maíz en la parte de la bodega que quedo sin colapsarse, al fondo se aprecian las armaduras y los largueros con perfil monten donde se apoya la techumbre de lamina de asbesto cemento.



En la fotografía siguiente se aprecia que las columnas donde se encontraban apoyadas las armaduras son combinadas, es decir tienen una sección cuadrada a base de ángulos de 2 x ¼ " la cual esta ahogada en concreto reforzado., asi mismo se aprecia el tipo de material que se encontraba acumulado en la bodega





#### IV.II.III.- MEMORIA DE CÁLCULO DE REVISIÓN ESTRUCTURAL NAVE DE ALMACÉN No.1, EMPRESA GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.

##### IV.II.III.1.- RESISTENCIA DE MATERIALES

Para la revisión estructural de la nave de almacén No. 1, se considero a los materiales y sus secciones en función de sus características físicas obtenidas en campo y de acuerdo al tipo de obra existente, tomando en cuenta el tipo de material almacenado (maíz), el cual tiene los siguientes valores:

Angulo de fricción interna del material  $\Phi = 28$  grados

Peso volumétrico  $\gamma = 750$  Kg. / m<sup>3</sup>

Coefficiente de fricción  $\mu = 0.35$

Se considerara el depósito bajo (bodega de almacenamiento) cuando se cumple la siguiente desigualdad:

$$H \leq \frac{B}{\tan (45 - \Phi/2)}$$

Donde:

$\Phi =$  Angulo de fricción interna del material almacenado

B = Ancho de la bodega

Sustituyendo valores se obtiene lo siguiente:

$$H \leq \frac{25.15}{\tan (45 - 14)} = 41.92$$

**6.10  $\leq$  41.92; se cumple la desigualdad; por lo tanto el deposito se considera bajo, categorizado como del tipo "búnkers".**

Debido a que el depósito se considera bajo, la fricción entre el grano y las paredes del depósito no modifica en forma significativa los empujes del grano.

La presión vertical sobre el fondo del depósito despreciando la fricción con las paredes por considerarse deposito bajo es,

$$P_v = \gamma \times H$$

Siendo,

$$\gamma = \text{Peso volumétrico del material de relleno} = 750 \text{ Kg./m}^3$$

$$H = \text{Altura de la bodega} = 6.22 \text{ m}$$

$$P_v = 750 \times 6.22 = 4665.0 \text{ Kg.}$$



La presión horizontal a una profundidad cualquiera  $h$ , se deduce de la teoría de Rankine, que supone que una cuña de material tiende a deslizar contra la pared, con un ángulo de  $45 - \Phi/2$ , produciendo una presión de:

$$P_h = P_v \tan^2 (45 - \Phi/2)$$

$$P_h = 750 \tan^2 (31) h = 270 h$$

El empuje lateral se considera por metro de ancho, aplicado a un tercio de la altura

$$E = 270 h (h / 2) = 270 h^2 / 2 = 5,222.93 \text{ Kg.}$$

Los parámetros de los materiales que fueron considerados para la revisión de la bodega son los que se indican a continuación:

Resistencia a la compresión simple del concreto	$f'_c = 200 \text{ Kg. / cm}^2$
Esfuerzo cortante de la mampostería	$v^* = 3.0 \text{ Kg. / cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ Kg. / cm}^2$
Mortero tipo II	$f^*_m = 75 \text{ Kg. / cm}^2$
Acero para estribos (Alambron)	$f_y = 2530 \text{ Kg. / cm}^2$

Los datos anteriores se ingresaron a la base de datos del programa STAAD-III, para realizar el análisis y obtener los elementos mecánicos actuantes.

#### IV.II.III.2.- CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS

Con los datos anteriores, se procedió a efectuar el análisis estructural del muro longitudinal considerando los empujes laterales que ejerce el material almacenado (maíz), la corrida estructural se realizó con el programa STAAD-III, en la entrada de datos se consideraron las características de dimensiones de las columnas y dadas intermedias de concreto reforzado.

En elementos de concreto reforzado con relación claro o peralte total  $L / h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto  $V_{cr}$  se calcula con el criterio siguiente:

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cr} = F_r \times b \times d \times (0.20 + 30xp) \text{ raiz } (f'_c)$$

El cortante resistente para una sección de un metro de ancho analizando dos casos de espesor resulta de:

$$1.- \quad V_{cr} = 0.8 \times 100 \times 38 \times (0.2 + 30 \times 0.0026) \times 12.65 = 10,690 \text{ Kg.}$$

$$2.- \quad V_{cr} = 0.8 \times 100 \times 40 \times (0.2 + 30 \times 0.0026) \times 12.65 = 11,253 \text{ Kg.}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos de la corrida estructural, se obtiene que el cortante actuante resulta de: 13,187 Kg.



Por lo cual el factor de seguridad es para el caso 1. Resulta de:

$$F. S. = \frac{\text{Esfuerzo resistente}}{\text{Esfuerzo actuante}} = \frac{10,690 \text{ Kg.}}{13,187 \text{ Kg.}} = 0.81 < 1.0$$

Y para el caso 2. Resulta de:

$$F. S. = \frac{\text{Esfuerzo resistente}}{\text{Esfuerzo actuante}} = \frac{11,253 \text{ Kg.}}{13,187 \text{ Kg.}} = 0.85 < 1.0$$



## IV.II.IV.- GENERADORES

### HOJA GENERADORA.

OBRA: DEMOLICIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE NAVE DE ALMACÉN DE GRANO, PROPIETARIO GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.	SECCIONES PRO-YECTO:	74.50 X 25.15
	FECHA:	09/07/2004
CAPA: 1,873.67 m <sup>2</sup>		
UBICACION: POTRERO DE LOS SANCHEZ, MOCORITO, SINALOA		

#### SECCIONES = X-Y-Z

DESCRIPCIÓN	TRANSV	LONGITUD	ALTURA	AUXILIAR	AREA	VOLUMEN	KG/M	PIEZAS	ACUMULADO	UNIDAD
-------------	--------	----------	--------	----------	------	---------	------	--------	-----------	--------

CONCRETO EN COLUMNA TIPO C1, SECCIONES 0.40 X 0.30 MT., DEMOLICIÓN Y CONSTRUCCION

#### UBICACIÓN

ENTREJES 1-A	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660				
ENTREJES 1-B	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			1.3200	M3
ENTREJES 1-C	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			1.9800	M3
ENTREJES 1-D	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			2.6400	M3
ENTREJES 1-E	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			3.3000	M3
ENTREJES 1-F	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			3.9600	M3
ENTREJES 1-G	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			4.6200	M3
ENTREJES 1-H	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			5.2800	M3
ENTREJES 1-I	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			5.9400	M3
ENTREJES 1-J	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			6.6000	M3
ENTREJES 1-K	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			7.2600	M3
ENTREJES 1-L	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			7.9200	M3
ENTREJES 1-M	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			8.5800	M3
ENTREJES 1-N	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			9.2400	M3
ENTREJES 1-O	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			9.9000	M3
ENTREJES 1-P	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			10.5600	M3
ENTREJES 10-A	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			11.2200	M3
ENTREJES 10-B	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			11.8800	M3
ENTREJES 10-C	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			12.5400	M3
ENTREJES 10-D	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			13.2000	M3
ENTREJES 10-E	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			13.8600	M3
ENTREJES 10-F	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			14.5200	M3
ENTREJES 10-G	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			15.1800	M3
ENTREJES 10-H	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			15.8400	M3
ENTREJES 10-I	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			16.5000	M3
ENTREJES 10-J	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			17.1600	M3
ENTREJES 10-K	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			17.8200	M3
ENTREJES 10-L	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			18.4800	M3
ENTREJES 10-M	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			19.1400	M3
ENTREJES 10-N	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			19.8000	M3
ENTREJES 10-O	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			20.4600	M3
ENTREJES 10-P	0.300	0.400	5.500		0.120	0.660			21.1200	M3

### HOJA GENERADORA.

OBRA: DEMOLICIÓN Y RECONSTRUCCION DE NAVE DE ALMACÉN DE GRANO, PROPIETARIO GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.	SECCIONES PRO-YECTO:	74.50 X 25.15
	FECHA:	09/07/2004
CAPA: 1,873.67 m <sup>2</sup>		
UBICACION: POTRERO DE LOS SANCHEZ, MOCORITO, SINALOA		

#### SECCIONES = X-Y-Z

DESCRIPCIÓN	TRANSV	LONGITUD	ALTURA	AUXILIAR	AREA	VOLUMEN	KG/M	PIEZAS	ACUMULADO	UNIDAD
-------------	--------	----------	--------	----------	------	---------	------	--------	-----------	--------

CONCRETO EN CASTILLOS TIPO K2, SECCIONES 0.30 X 0.25 MT., DEMOLICION Y CONSTRUCCION

#### UBICACIÓN

EJE 1/A-B	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116				
EJE 1/C-D	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116			0.2325	M3
EJE 1/D-E	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116			0.3488	M3
EJE 1/E-F	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116			0.4650	M3
EJE 1/F-G	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116			0.5813	M3
EJE 1/G-H	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116			0.6975	M3
EJE 1/H-I	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116			0.8138	M3
EJE 1/I-J	0.250	0.300	1.550		0.075	0.116			0.9300	M3



### HOJA GENERADORA.

OBRA: DEMOLICIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE NAVE DE ALMACÉN DE GRANO, PROPIETARIO GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.	SECCIONES PRO-YECTO:	74.50 X 25.15
	FECHA:	09/07/2004
CAPA: 1,873.67 m <sup>2</sup>		
UBICACIÓN: POTRERO DE LOS SANCHEZ, MOCORITO, SINALOA		

#### SECCIONES = X-Y-Z

DESCRIPCIÓN	TRANSV	LONGITUD	ALTURA	AUXILIAR	AREA	VOLUMEN	KGM	PIEZAS	ACUMULADO	UNIDAD
-------------	--------	----------	--------	----------	------	---------	-----	--------	-----------	--------

ACERO ANGULO EN COLUMNA TIPO C1. SECCIONES 0.40 X 0.30 MT., DEMOLICION Y CONSTRUCCION

#### UBICACIÓN

ENTREJES 1-A	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	8.000		
ENTREJES 1-B	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	117.92	KGS
ENTREJES 1-C	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	176.88	KGS
ENTREJES 1-D	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	235.84	KGS
ENTREJES 1-E	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	294.8	KGS
ENTREJES 1-F	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	353.76	KGS
ENTREJES 1-G	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	412.72	KGS
ENTREJES 1-H	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	471.68	KGS
ENTREJES 1-I	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	530.64	KGS
ENTREJES 1-J	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	589.6	KGS
ENTREJES 1-K	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	648.56	KGS
ENTREJES 1-L	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	707.52	KGS
ENTREJES 1-M	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	766.48	KGS
ENTREJES 1-N	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	825.44	KGS
ENTREJES 1-O	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	884.4	KGS
ENTREJES 1-P	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	943.36	KGS
ENTREJES 10-A	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1002.32	KGS
ENTREJES 10-B	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1061.28	KGS
ENTREJES 10-C	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1120.24	KGS
ENTREJES 10-D	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1179.2	KGS
ENTREJES 10-E	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1238.16	KGS
ENTREJES 10-F	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1297.12	KGS
ENTREJES 10-G	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1356.08	KGS
ENTREJES 10-H	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1415.04	KGS
ENTREJES 10-I	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1474	KGS
ENTREJES 10-J	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1532.96	KGS
ENTREJES 10-K	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1591.92	KGS
ENTREJES 10-L	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1650.88	KGS
ENTREJES 10-M	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1709.84	KGS
ENTREJES 10-N	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1768.8	KGS
ENTREJES 10-O	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1827.76	KGS
ENTREJES 10-P	1 1/2"	1 1/2"	5.500	3/16"	3.43		2.68	4.000	1886.72	KGS

### HOJA GENERADORA.

OBRA: DEMOLICIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE NAVE DE ALMACÉN DE GRANO, PROPIETARIO GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.	SECCIONES PRO-YECTO:	74.50 X 25.15
	FECHA:	09/07/2004
CAPA: 1,873.67 m <sup>2</sup>		
UBICACIÓN: POTRERO DE LOS SANCHEZ, MOCORITO, SINALOA		

#### SECCIONES = X-Y-Z

DESCRIPCIÓN	TRANSV	LONGITUD	ALTURA	AUXILIAR	AREA	VOLUMEN	KGM	PIEZAS	ACUMULADO	UNIDAD
-------------	--------	----------	--------	----------	------	---------	-----	--------	-----------	--------

ACERO DE REFUERZO EN CASTILLO TIPO K1 Y K2. SECCIONES 0.25 X 0.40, 0.25 X 0.30. VARILLA DEL No. 2. DEMOLICION Y CONSTRUCCION

#### UBICACIÓN

EJE 17 A-B		1.350	6.350	1/4"			0.251	66.000		
EJE 17 C-D		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	22.3641	KGS
EJE 17 D-E		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	33.5462	KGS
EJE 17 E-F		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	44.7282	KGS
EJE 17 F-G		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	55.9103	KGS
EJE 17 G-H		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	67.0923	KGS
EJE 17 H-I		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	78.2744	KGS
EJE 17 I-J		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	89.4564	KGS
EJE 17 J-K		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	100.6385	KGS
EJE 17 K-L		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	111.8205	KGS
EJE 17 L-M		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	123.0026	KGS
EJE 17 M-N		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	134.1846	KGS
EJE 17 N-O		1.350	6.350	1/4"			0.251	33.000	145.3667	KGS



<b>HOJA GENERADORA.</b>	
<b>OBRA: DEMOLICION Y RECONSTRUCCION DE NAVE DE ALMACEN DE GRANO, PROPIETARIO GRANOS DE SINALOA, S.A. DE C.V.</b>	SECCIONES PROYECTO: 74.50 X 25.15
FECHA: 09/07/2004	CAPA: 1,873.67 m <sup>2</sup>
UBICACION: POTRERO DE LOS SAN-CHEZ, MOCORITO, SINALOA	

**SECCIONES = X-Y-Z**

DESCRIPCION	TRANSV	LONGITUD	ALTURA	AUXILIAR	AREA	VOLUMEN	KG/M	PIEZAS	ACUMULADO	UNIDAD
-------------	--------	----------	--------	----------	------	---------	------	--------	-----------	--------

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS TIPO C2, SECCIONES 0.30 X 0.30 , VARILLA DEL N° 3, DEMOLICION Y CONSTRUCCION, EN MURO PINON

**UBICACION**

ENTREJES P-2			2.200	3/8"			0.557	4.000	4.9016	
ENTREJES P-3			2.780	3/8"			0.557	4.000	6.1938	KGS
ENTREJES P-4			3.430	3/8"			0.557	4.000	7.6420	KGS
ENTREJES P-5			4.050	3/8"			0.557	4.000	9.0234	KGS
ENTREJES P-5			4.750	3/8"			0.557	4.000	10.5830	KGS
ENTREJES P-6			4.050	3/8"			0.557	4.000	9.0234	KGS
ENTREJES P-7			3.430	3/8"			0.557	4.000	7.6420	KGS
ENTREJES P-8			2.780	3/8"			0.557	4.000	6.1938	KGS
ENTREJES P-9			2.200	3/8"			0.557	4.000	4.9016	KGS
ENTREJES D-2			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-3			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-4			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-5			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-5			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-6			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-7			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-8			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES D-9			1.550	3/8"			0.557	4.000	3.4534	KGS
ENTREJES A-2			2.200	3/8"			0.557	4.000	4.9016	KGS
ENTREJES A-3			2.780	3/8"			0.557	4.000	6.1938	KGS
ENTREJES A-4			3.430	3/8"			0.557	4.000	7.6420	KGS
ENTREJES A-5			4.050	3/8"			0.557	4.000	9.0234	KGS
ENTREJES A-5			4.750	3/8"			0.557	4.000	10.5830	KGS
ENTREJES A-6			4.050	3/8"			0.557	4.000	9.0234	KGS
ENTREJES A-7			3.430	3/8"			0.557	4.000	7.6420	KGS
ENTREJES A-8			2.780	3/8"			0.557	4.000	6.1938	KGS
ENTREJES A-9			2.200	3/8"			0.557	4.000	4.9016	KGS

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS TIPO C2, SECCIONES 0.30 X 0.30 , VARILLA DEL N° 2, DEMOLICION Y CONSTRUCCION, EN MURO PINON

**UBICACION**

ENTREJES P-2			1.320	2.200	1/4"		0.251	12.000	3.9758	
ENTREJES P-3			1.320	2.780	1/4"		0.251	15.000	4.9696	KGS
ENTREJES P-4			1.320	3.430	1/4"		0.251	19.000	6.2951	KGS
ENTREJES P-5			1.320	4.050	1/4"		0.251	22.000	7.2890	KGS
ENTREJES P-5			1.320	4.750	1/4"		0.251	25.000	8.2830	KGS
ENTREJES P-6			1.320	4.050	1/4"		0.251	22.000	7.2890	KGS
ENTREJES P-7			1.320	3.430	1/4"		0.251	19.000	6.2951	KGS



#### IV.II.V.- PRESUPUESTO DE OBRA

Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe	%
<b>A</b>	<b>DEMOLICIÓN Y OBRA NUEVA EN RECONSTRUCCIÓN, NAVE DE ALMACÉN No. 1</b>					
<b>A01</b>	<b>OBRAS DE DEMOLICIÓN Y DESMONTAJE</b>					
DMT28	Demolición de muro 40 cm, de espesor, de tabique rojo recocido a mano con marro , incluye: mano de obra, andamios, equipo y herramienta.	M2	1,065.1300	91.69	97,661.77	2.42%
DESMEL12	Desmontaje de estructura metálica ligera sin uso de grúa, hasta una altura de 12.00 m., incluye: cortes con equipo oxi-butano, descenso, acarreo hasta el almacén del sitio, mano de obra, equipo y herramienta.	KG	17,840.4400	6.39	113,822.01	2.82%
DESMRLAR	Desmontaje de lámina de asbesto canal rural, hasta una altura de 10.00 m., incluye: destornillado, descenso, acarreo hasta el almacén del sitio, mano de obra, equipo y herramienta.	M2	2,021.9300	19.74	39,912.90	0.99%
DCCSM3	Demolición de concreto armado a mano, con marro y cuña, incluye: mano de obra, equipo y herramienta.	M3	175.2000	916.77	160,618.10	3.98%
DCAM3	Demolición de firme de concreto armado, a mano con marro y cuña, incluye: mano de obra, equipo y herramienta.	M3	67.3200	654.95	44,091.23	1.09%
CMA1KM	Acarreo en camión 1er km, con carga manual, incluye: mano de obra, equipo y herramienta.	M3	813.0100	95.59	77,715.63	1.92%
AKMS	Acarreo en camión kms sbsecuentes, incluye: el costo del equipo	M3/K	7,317.0900	5.17	37,829.36	0.94%
<b>Total OBRAS DE DEMOLICIÓN Y DESMONTAJE</b>					<b>571,651.00</b>	<b>14.15%</b>
<b>A02</b>	<b>PRELIMINARES Y CIMENTACIÓN OBRA NUEVA NAVE DE ALMACÉN</b>					
TZO1001	Trazo y nivelacion con equipo topográfico, estableciendo ejes de referencia y bancos de nivel, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta. (Mayor a 1000 m2)	M2	2,000.0000	5.06	10,120.00	0.25%
ZAPATA2015	Zapata aislada de 2.00 x 1.50 x 0.30m., concreto f c= 250 kgs/cm2, agr max 3/4", R.N., fabricado en obra, acero de refuerzo del No. 5 @ 15 cms. en ambos sentidos doble parrilla, de 30 cms de peralte, incluye dado de cimentacion de 0.50 x 0.50 m., altura 0.70 m., reforzado con 8 varillas del No. 5, estribos en doble serie del No. 3 @ 17 cms., cimbrado y descimbrado, colado y vibrado.	PZA	58.0000	6,549.16	379,851.28	9.40%



Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe	%
PLANH5	Plantilla de 5 cm. De espesor de concreto hecho en obra de F'c= 100 kg/cm2.	M2	448.9000	112.23	50,380.05	1.25%
CONTRAT40 30	Contratrabe en cimentacion seccion 40 x 30 cms., concreto f c= 250 kgs/cm2, T.M.A. 19mm, R.N., hecho en obra, reforzada con 10 vars. del No. 5, estribos del No. 3 @ 20 cms., incluye cimbrado, descimbrado, habilitado, colado y vibrado, acarreo de materiales a primera estacion = 20.00 mts.	M	224.4500	832.03	186,749.13	4.62%
REMPEM	Relleno con material producto de la excavación compactado con pizon de mano en capas no mayores de 20 cms. incluye: adición de agua, mano de obra, equipo, herramienta y acarreo a primera estacion = 20.00 mts.	M3	145.6900	140.07	20,406.80	0.51%
ECM02IC	Excavación de cepa, por medios manuales de 0 a -2.00 m, en material tipo I, zona C, incluye: mano de obra, equipo y herramienta	M3	218.3300	394.55	86,142.10	2.13%
CMA1KM	Acarreo en camión 1er km, con carga manual, incluye: mano de obra, equipo y herramienta.	M3	90.8000	95.59	8,679.57	0.21%
AKMS	Acarreo en camión kms sbsecuentes, incluye: el costo del equipo	M3/K	817.2000	5.17	4,224.92	0.10%
<b>Total PRELIMINARES Y CIMENTACIÓN OBRA NUEVA</b>					<b>746,553.85</b>	<b>18.48%</b>
<b>A03</b>	<b>OBRA CIVIL Y ACABADOS</b>					
MTRA28	Muro de 40 cm. de espesor, de tabique rojo recocido, asentado con mezcla cemento arena 1:5 acabado aparente, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta, hasta una altura de 5.00 mts.	M2	713.0700	939.30	669,786.65	16.58%
COLCOMB4 0	Columna en estructura con seccion de 40 x 30 cms., de 5.50 mts. de altura, reforzada con 4 varillas del No. 3, estribos del No. 2 @ 20 cms., concreto f c= 250 kgs/cm2, T.M.A. 19 mm, R.N., incluye habilitado, armado, cimbaro, descimbrado, colado, curado, ganchos, traslapes y desperdicios, acarreo de material a primera estacion = 20.00 mts.	PZA	32.0000	4,842.97	154,975.04	3.84%
COLCOMB3 0	Columna combinada de 30 x 30 cms. de seccion de 1.55 mts. de altura, reforzada con una armadura de alma abierta, fabricada en perfiles comerciales a base de angulo de 1 1/2" x 3/16", diagonales en solera de 1" x 1/8" de espesor @ 30 cms., concreto f c= 250 kgs/cm2, T.M.A. 19 mm, R.N., incluye cimbrado y descimbrado, colado y vibrado, acarreo de material a primera estacion = 20.00 mts.	PZA	32.0000	1,309.36	41,899.52	1.04%
MTRA14	Muro de 14 cm. de espesor, de tabique rojo recocido, asentado con mezcla cemento arena 1:5 acabado aparente, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	M2	352.0600	318.27	112,050.14	2.77%



Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe	%
C203063	Castillo tipo k1, de 40 x 25 cm. de concreto hecho en obra de F'c=200 kg/cm2, acabado común, armado con 4 varillas de 3/8" y estribos del No.2 a cada 20 cm., incluye: materiales, acarreo, cortes, desperdicios, traslapes, amarres, cimbrado, coldado, descimbrado, mano de obra, equipo y herramienta.	M	134.4000	517.46	69,546.62	1.72%
C202543	Castillo tipo k2, de 30x25 cm. de concreto hecho en obra de F'c=200 kg/cm2, acabado común, armado con 4 varillas de 3/8" y estribos del No.2 a cada 20 cm., incluye: materiales, acarreo, cortes, desperdicios, traslapes, amarres, cimbrado, coldado, descimbrado, mano de obra, equipo y herramienta.	M	43.4000	448.51	19,465.33	0.48%
D202543	Cadena tipo T1, de 40x25 cm. de concreto hecho en obra de F'c=200 kg/cm2, acabado común, armado con 4 varillas de 3/8" y estribos del No.2 a cada 20 cm., incluye: materiales, acarreo, cortes, desperdicios, traslapes, amarres, cimbrado, coldado, descimbrado, mano de obra, equipo y herramienta.	M	74.5000	497.00	37,026.50	0.92%
COLC340	Columna en estructura con seccion de 40 x 30 cms., de 5.50 mts. de altura, reforzada con 4 varillas del No. 3, estribos del No. 2 @ 20 cms., concreto f c= 250 kgs/cm2, T.M.A. 19 mm, R.N., incluye habilitado, armado, cimbaro, descimbrado, colado, curado, ganchos, traslapes y desperdicios, acarreo de material a primera estacion = 20.00 mts.	PZA	26.0000	3,279.34	85,262.84	2.11%
COLC230	Columna en estructura con seccion 30 x 30 cms., hasta una altura de 10.00 m, reforzada con 4 varillas del No. 3, estribos del No. 2 @ 20 cms., concreto f c= 250 kgs/cm2, T.M.A. 19 mm, R.N., incluye habilitado, armado, cimbaro, descimbrado, colado, curado, ganchos, traslapes y desperdicios, acarreo de material a primera estacion = 20.00 mts.	M	73.2900	538.08	39,435.88	0.98%
FCA1532	Firme de 15 cm. de espesor, de concreto F'c=200 kg/cm2 acabado con llana metálica, armado con varilla del No.3 (3/8") a cada 20 cm. en ambos sentidos, Incluye: materiales, acarreo, preparación de la superficie, nivelación, cimbrado colado, mano de obra, equipo y herramienta.	M2	448.9000	508.89	228,440.72	5.66%
PVMVIN	Pintura vinilica en muros marca Comex Vinimex a dos manos, incluye: aplicación de sellador, materiales, preparación de la superficie, mano de obra, equipo, herramienta y andamios.	M2	2,130.2600	42.75	91,068.62	2.25%
<b>Total OBRA CIVIL Y ACABADOS</b>					<b>1,548,957.86</b>	<b>38.35%</b>



Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe	%
<b>A04</b>	<b>ESTRUCTURA METÁLICA Y HERRERÍA</b>					
ESTARME	Estructura metálica (armaduras ligeras) incluye: materiales, acarreos, cortes, trazo, habilitado, soldadura, aplicación de primer anticorrosivo, montaje, mano de obra, equipo y herramienta.	KG	9,257.3400	37.94	351,223.48	8.69%
ESTCANAL	Estructura metálica (canal monten) incluye: materiales, acarreos, cortes, trazo, habilitado, soldadura, aplicación de primer anticorrosivo, montaje, mano de obra, equipo y herramienta.	KG	8,583.1000	40.69	349,246.34	8.65%
PTAR5021	Portón tipo reja. en dos hojas abatibles a base de perfiles de R-200 de 1"x2" cal. 18 a cada 20 cms. y dos horizontales de PTR de 2"x1/8", acabado con pintura de esmalte, incluye pasador portacandado, pasadores de maroma, bíbel y tejuelo, materiales, acarreos, cortes, desperdicios, soldadura, fijación, mano de obra, equipo y herramienta. (ANALISIS POR M2)	M2	62.4000	810.29	50,562.10	1.25%
TECH0000001	Suministro y colocacion de techumbre de lamina de asbesto-cemento canal rural, de 1.00 x 3.05 mts., hasta una altura de 10.00 mts., incluye elementos de fijacion y mano de obra, acarreo de material a primera estacion = 20.00 mts.	M2	2,021.9300	189.14	382,427.84	9.47%
	<b>Total ESTRUCTURA METALICA Y HERRERIA</b>				<b>1,133,459.76</b>	<b>28.06%</b>
<b>A05</b>	<b>INSTALACIONES</b>					
SALGD11	Salida eléctrica aparente para alumbrado a base de tubo conduit galvanizado pared delgada de 13 y 19 mm., con un desarrollo de 11 m, con cable thw cal. 12 y 10 de la marca Condumex, con tres cajas condulet T-19, T-29 serie 9, y una FS-1 de 13 mm, incluye: cuatro conectores pared delgada de 13 mm y dos de 19 mm, una reducción de 19 a 13 mm, un cople de 13 mm, dos de 19 mm, 7 abrazaderas de uña, un apagador y placa de una unidad.	SAL	24.0000	992.32	23,815.68	0.59%
LAMP0000001	Suministro e instalacion de luminaria fluorescente de 2 x 74 w, completa, tipo zopilote, hasta una altura de 10.00 mts.	PZA	24.0000	626.29	15,030.96	0.37%
	<b>Total INSTALACIONES</b>				<b>38,846.64</b>	<b>0.96%</b>
	<b>Total DEMOLICIÓN Y OBRA NUEVA EN RECONSTRUCCIÓN</b>				<b>4,039,469.11</b>	<b>100.00%</b>
	<b>Total del presupuesto</b>				<b>4,039,469.11</b>	



## IV.II.VI.- CORRIDA ESTRUCTURAL

```

*****
*
*           S T A A D - III           *
*           Revision 21.1W           *
*           Proprietary Program of   *
*           RESEARCH ENGINEERS, Inc. *
*           Date=    JUL 13, 2004    *
*           Time=    22: 5: 0        *
*
*           USER ID: BASF MEXICANA/INGENIERIA *
*****

```

```

1. STAAD PLANE BODEGA GRANOS DE SINALOA
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER KG
4. JOINT COORDINATES
5. 1 0 0 ; 2 4.95 0 ; 3 9.90 0 ; 4 14.95 0 ; 5 20 0 ; 6 25.05 0
6. 7 30.10 0 ; 8 35.15 0 ; 9 40.20 0 ; 10 45.25 0
7. 11 50.30 0 ; 12 55.25 0 ; 13 60.20 0 ; 14 0 1.35
8. 15 4.95 1.35 ; 16 9.9 1.35 ; 17 14.95 1.35 ; 18 20 1.35
9. 19 25.05 1.35 ; 20 30.10 1.35 ; 21 35.15 1.35
10. 22 40.20 1.35 ; 23 45.25 1.35 ; 24 50.30 1.35
11. 25 55.25 1.35 ; 26 60.20 1.35 ; 27 0 3 ; 28 4.95 3
12. 29 9.9 3 ; 30 14.95 3 ; 31 20 3 ; 32 25.05 3 ; 33 30.10 3
13. 34 35.15 3 ; 35 40.20 3 ; 36 45.25 3 ; 37 50.30 3
14. 38 55.25 3 ; 39 60.20 3 ; 40 0 4.55 ; 41 4.95 4.55
15. 42 9.9 4.55 ; 43 14.95 4.55 ; 44 20 4.55 ; 45 25.05 4.55
16. 46 30.10 4.55 ; 47 35.15 4.55 ; 48 40.20 4.55
17. 49 45.25 4.55 ; 50 50.30 4.55 ; 51 55.25 4.55
18. 52 60.20 4.55 ; 53 0 6.10 ; 54 4.95 6.10 ; 55 9.9 6.10
19. 56 14.95 6.10 ; 57 20 6.10 ; 58 25.05 6.10 ; 59 30.1 6.10
20. 60 35.15 6.10 ; 61 40.20 6.10 ; 62 45.25 6.10
21. 63 50.30 6.10 ; 64 55.25 6.10 ; 65 60.20 6.10
22. MEMBER INCIDENCES
23. 1 1 2 ; 2 2 3 ; 3 3 4 ; 4 4 5 ; 5 5 6 ; 6 6 7 ; 7 7 8
24. 8 8 9 ; 9 9 10 ; 10 10 11 ; 11 11 12 ; 12 12 13
25. 13 14 15 ; 14 15 16 ; 15 16 17 ; 16 17 18 ; 17 18 19
26. 18 19 20 ; 19 20 21 ; 20 21 22 ; 21 22 23 ; 22 23 24
27. 23 24 25 ; 24 25 26 ; 25 27 28 ; 26 28 29 ; 27 29 30
28. 28 30 31 ; 29 31 32 ; 30 32 33 ; 31 33 34 ; 32 34 35
29. 33 35 36 ; 34 36 37 ; 35 37 38 ; 36 38 39 ; 37 40 41
30. 38 41 42 ; 39 42 43 ; 40 43 44 ; 41 44 45 ; 42 45 46
31. 43 46 47 ; 44 47 48 ; 45 48 49 ; 46 49 50 ; 47 50 51
32. 48 51 52 ; 49 53 54 ; 50 54 55 ; 51 55 56 ; 52 56 57
33. 53 57 58 ; 54 58 59 ; 55 59 60 ; 56 60 61 ; 57 61 62
34. 58 62 63 ; 59 63 64 ; 60 64 65 ; 61 1 14 ; 62 14 27
35. 63 27 40 ; 64 40 53 ; 65 2 15 ; 66 15 28 ; 67 28 41
36. 68 41 54 ; 69 3 16 ; 70 16 29 ; 71 29 42 ; 72 42 55
37. 73 4 17 ; 74 17 30 ; 75 30 43 ; 76 43 56 ; 77 5 18
38. 78 18 31 ; 79 31 44 ; 80 44 57 ; 81 6 19 ; 82 19 32
39. 83 32 45 ; 84 45 58 ; 85 7 20 ; 86 20 33 ; 87 33 46
40. 88 46 59 ; 89 8 21 ; 90 21 34 ; 91 34 47 ; 92 47 60
41. 93 9 22 ; 94 22 35 ; 95 35 48 ; 96 48 61 ; 97 10 23
42. 98 23 36 ; 99 36 49 ; 100 49 62 ; 101 11 24 ; 102 24 37

```



P R O B L E M   S T A T I S T I C S

---

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =   65/ 112/ 13  
 ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH =   13/   6  
 TOTAL PRIMARY LOAD CASES =   1, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =  
 156  
 SIZE OF STIFFNESS MATRIX =   2808 DOUBLE PREC. WORDS  
 REQD/AVAIL. DISK SPACE = 12.17/ 367.7 MB, EXMEM =   15.4 MB

```

++ Processing Element Stiffness Matrix.           22: 5: 2
++ Processing Global Stiffness Matrix.           22: 5: 2
++ Processing Triangular Factorization.          22: 5: 3
++ Calculating Joint Displacements.              22: 5: 3
++ Calculating Member Forces.                   22: 5: 3
  
```

	1		5.74	7049.59	-23558.25	0.00	0.00	-5.24
3.37	5	1	3.73	7047.89	-23558.25	0.00	0.00	-
1.64	6	1	1.81	7047.80	-23558.25	0.00	0.01	-
0.00	7	1	0.00	7047.75	-23558.25	0.00	-0.01	
1.64	8	1	-1.81	7047.79	-23558.25	0.00	0.00	
3.37	9	1	-3.73	7047.88	-23558.25	0.00	0.00	
5.24	10	1	-5.74	7049.59	-23558.25	0.00	0.00	
7.70	11	1	-17.33	6990.88	-23325.00	0.00	-388.75	-
8.63	12	1	-7.54	6965.89	-23091.75	0.00	0.01	
360.19	13	1	-234.05	4060.80	-11545.88	0.00	-9525.36	-

\*\*\*\*\* END OF LATEST ANALYSIS RESULT \*\*\*\*\*

- 61. PLOT DISPLACEMENT FILE
- 62. PLOT BENDING FILE
- 63. PLOT SECTION FILE
- 64. FINISH

\*\*\*\*\* END OF STAAD-III \*\*\*\*\*

\*\*\*\* DATE= JUL 13,2004    TIME= 22: 5: 4 \*\*\*\*

```

*****
*           For questions on STAAD-III/ISDS, contact:           *
*           RESEARCH ENGINEERS, Inc at                          *
*           Ph: (714) 974-2500    Fax: (714) 921-2543          *
*****
  
```



#### **IV.II.VII.- CONCLUSIONES**

De la revisión de los elementos mecánicos actuantes en el plano de un muro longitudinal, se obtiene como resultado que los factores de seguridad son inferiores a la unidad, en relación al esfuerzo resistente, que para el caso 1 (muro de 38 cms. de espesor) el factor de seguridad se encontró escaso en un 19%, y para el caso No. 2 (muro de 40 cms. de espesor) en un 15%.

Lo anterior confirma que el colapso inicial se presentó en uno de los ejes longitudinales, mas probablemente en el de orientación suroeste en los tableros cercanos al eje D, condición que tuvo lugar muy probablemente durante la última etapa del proceso de llenado o bien en condiciones de máxima capacidad de almacenaje, de esta manera el empuje lateral del material contenido (maíz), produjo sobreesfuerzos mecánicos sobre el plano de estos muros en su primer tercio de altura, primeramente por flexión, llegando en segundo término a la falla frágil por esfuerzo cortante.

Por otra parte indicamos que los muros dispuestos sobre los ejes longitudinales se encontraban previamente al colapso en estado límite de servicio, ya que manifestaban desplazamientos y deformaciones, que en la mayoría de los casos eran superiores a los admisibles, lo anterior fue verificado en nuestra visita de evaluación física mediante lecturas tomadas en diversos tableros de muros que no habían presentado colapso, siendo el caso del eje longitudinal noreste, el cual había sido reforzado previamente con contrafuertes de estructura metálica.

El factor de seguridad promedio obtenido de 0.83, el cual se encuentra escaso en un 17%, nos indica que estos elementos se encontraban en estado límite de falla, incrementando su susceptibilidad a la misma ante aplicaciones repetitivas de carga, traduciéndose lo anterior en el agotamiento de la capacidad de la estructura o de cualesquiera de sus componentes.

Debido a que el parámetro del factor de servicio determinado es inferior a la unidad pero cercano a la misma, estos muros no habían presentado colapso por empuje lateral inducido por el almacenamiento a granel, sin embargo como ya fue explicado en el párrafo anterior las aplicaciones de carga durante su periodo de servicio en este edificio de almacén, generaron la disminución de la capacidad de carga de la estructura o bien de sus componentes, a la fecha de la elaboración de este informe no contamos con el antecedente de servicio de esta bodega pero se puede sugerir que la falla frágil de estos muros no se había presentado a lo largo del periodo de su vida útil, adicionalmente a lo anteriormente expuesto; probablemente asociado a las formas y procedimientos del almacenamiento del producto.

Como último comentario indicamos que los factores asociados a la escasez del factor de servicio fueron las características de estructuración, de la que podemos mencionar la relación entre el área de acero de refuerzo y la sección de concreto, la cual corresponde a los valores mínimos establecidos, las longitudes efectivas de traslape del acero de refuerzo, la deficiencia constructiva en las uniones de muros ortogonales etc., esto asociado a la edad de servicio de la construcción y a su función.

En esta verificación estructural no se contemplaron cargas por estados combinados, es decir como las producidas por viento y sismo, lo que nos conllevaría a reducir aun más el porcentaje del factor de seguridad de la estructura en cuestión.

#### **IV.II.VIII.- RESULTADOS DE LA INTERVENCIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL**

**PARA ESTE ASUNTO LA INTERVENCIÓN DE UN DESPACHO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL DETERMINÓ QUE LA RECLAMACIÓN ORIGINAL, CONSISTENTE EN UN MONTO DE \$ 7,867,900.00 M.N. SE LLEVARA A UNA CONCILIACIÓN, OBTINIENDOSE UN VALOR MENOR, EL CUAL SE PRESENTA EN EL ESTIMADO DE REPARACIÓN MÁS ADELANTE EL CUAL FUE CONCILIADO Y ACEPTADO POR LOS TÉCNICOS DEL ASEGURADO.**



#### **IV.III.- TERCER EJEMPLO PRÁCTICO**

**REVISIÓN A LA INFORMACIÓN GENERADA PARA LA DEMOSTRACIÓN  
DE LA PERDIDA DE CAPACIDAD DE CARGA DEL PISO DE LA PLANTA  
KOSTAL MEXICANA, S.A. DE C.V.**

**PLANTA UBICA EN LA CIUDAD DE QUERÉTARO, QUERETARO, EL CUAL  
SE REFIERE A LA INUNDACIÓN QUE SUFRIÓ EN SUS INSTALACIONES  
EL PASADO MES DE SEPTIEMBRE DE 2003**



#### **IV.III.I.- ANTECEDENTES**

El pasado día 8 de diciembre, nos fue requerida una revisión a la información generada para la demostración de la pérdida de capacidad de carga del piso de la planta kostal mexicana, s.a. de c.v. la cual se ubica en la ciudad de Querétaro, la cual se refiere a la inundación que sufrió la planta el pasado mes de septiembre de 2003, y donde se nos pide dictaminar en base a la información proporcionada, si es posible esta pérdida de capacidad de carga a razón de la inundación que sufrieron los 30,000.00 m<sup>2</sup> de piso

Cabe mencionar que la lluvia que ocurrió en el mes de septiembre, fue de alrededor de 200mm. en un lapso de tiempo muy corto, lo que ocasiono que los pisos de la planta de kostal se inundaran en su totalidad.

#### **IV.III.II.- COMENTARIOS**

Después de revisar y analizar la información proporcionada por el despacho de ajustes, la cual fue elaborada por "Laboratorio y supervisión de Obras", Polidurit, s.l. Laboratori general D'assaigs i Investigacions, podemos concluir lo siguiente:

- la prueba de capacidad de carga que se muestra en los documentos elaborados por Laboratorio general D'assaigs i Investigacions, es una prueba ensayada a un espécimen fabricado en laboratorio en inmejorables condiciones y según la norma une 83.821/92 exp. por lo que descartamos que estas características de esta muestra sea representativas del suelo en cuestión.
- por otra parte las pruebas de capacidad de carga que se hicieron a la capa de suelo marca durit a través del esclerómetro, no son significativas ya que este instrumento esta diseñado y calibrado para determinar la resistencia a la compresión del concreto hidráulico y no de pisos o morteros como es el caso. es por ello que los resultados de que obtuvieron de esta prueba, no se pueden considerar como definitivos.
- para determinar el estado y las características físicas, químicas y mecánicas de la capa superior del pavimento en la planta de kostal, proponemos llevar a cabo una prueba de compresión simple a especímenes extraídos del piso con aparentes daños, labrarlos en laboratorio para obtener una relación de esbeltez de por lo menos 2, para ensayarlos de acuerdo a las normas vigentes. ensayar muestras en el estado que se encuentra el piso, ensayar otras sumergidas en agua durante varios periodos de tiempo para así determinar las condiciones actuales y después de mantener sumergidas las muestras.
- cabe hacer mención que para agilizar y economizar tiempos, seria de mucha utilidad, utilizar las muestras que fueron extraídas por el laboratorio que realizo las pruebas el mes de octubre de 2003, en caso de que aun cuenten con especímenes que se puedan utilizar, de lo contrario tendremos que extraer nuevos especímenes para llevar a cabo las pruebas arriba descritas.

A continuación se presentan las pruebas, imágenes graficas y análisis realizados por la empresa denominada "Laboratorio y Supervisión de Obras".

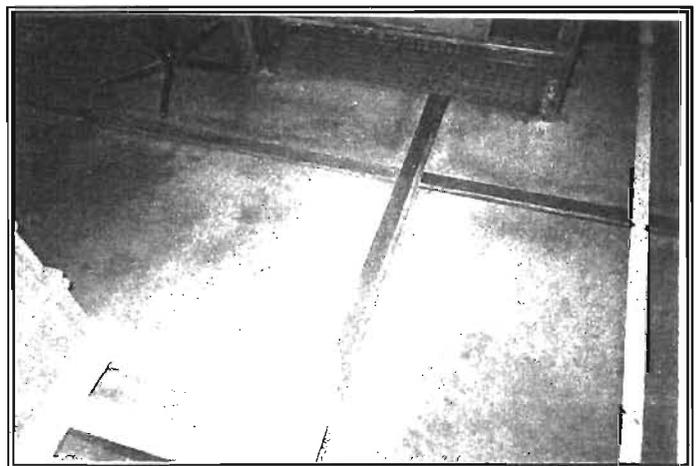
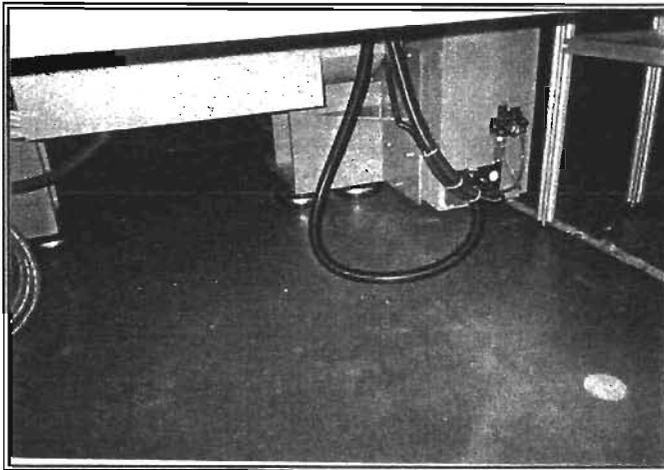
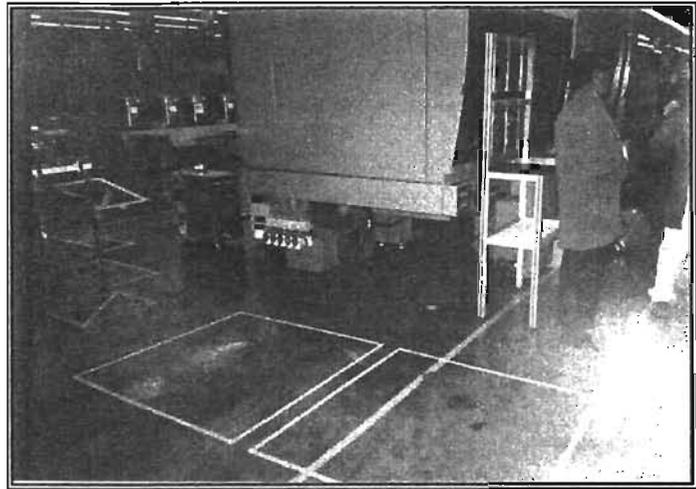


Figura IV.1 Diferentes vistas del piso dañado por inundación en la planta Kostal Mexicana, s.a. de c.v. de donde se tomaron las muestras para los análisis y calculos de la probable pérdida de capacidad de carga en pisos.

### IV.III.III.- INSPECCIÓN Y ANÁLISIS

El pasado día 8 de diciembre, nos fue requerida una revisión a la información generada para la demostración de la pérdida de capacidad de carga del piso de la planta Kostal Mexicana, s.a. de c.v. la cual se ubica en la CD. de Querétaro, y se refiere a la inundación que sufrió la planta el pasado mes de septiembre de 2003, y donde se nos pide dictaminar en base a la información proporcionada, si es posible esta pérdida de capacidad de carga a razón de la inundación que sufrieron los 30,000.00 m<sup>2</sup> de piso.



Figura IV.II Vista del piso después de la inundación

Como resultado del análisis de la información arriba citada, se propuso llevar a cabo pruebas de compresión simple a especímenes extraídos del piso con aparentes daños y sin ellos, labrarlos en laboratorio para obtener una relación de esbeltez de por lo menos 2, ensayarlos de acuerdo a las normas vigentes, ensayar muestras en el estado que se encuentra el piso, ensayar otras sumergidas en agua durante periodos de tiempo para así determinar las condiciones actuales y después de que el material haya absorbido agua

Se programo la visita de inspección y extracción de muestras para el día jueves 29 de enero de 2004, desafortunadamente este día no se pudo llevar a cabo la extracción de los cilindros debido a que había demasiado personal laborando en la planta y esto provoca varios movimientos de equipo y materias primas, por lo que entorpeceríamos mutuamente las actividades, de tal modo que se reprogramo la visita de extracción para el día sábado 7 de febrero de 2004.



Se llevo a cabo la extracción de 16 especímenes como se había programado, los cuales se distribuyeron de la siguiente manera: 6 en la nave 1, 3 en la nave 2, 4 en la nave 3 y 3 en el almacén, así mismo se llevo a cabo un recorrido de inspección por toda la planta para observar las diferentes condiciones del pavimento.

Figura IV.III Vista de una de las áreas donde se tomo la muestra



## **LABORATORIO y SUPERVISIÓN DE OBRAS**

TARAHUMARAS No. 17 TEL.: 01-442-2-43-89-13 2-16-73-53

[rayaslab@att.net](mailto:rayaslab@att.net)

QUERÉTARO, QRO.



### **KOSTAL MEXICANA, S.A. DE C.V.**

#### **ENSAYE DE PISOS A TRAVÉS DE LA EXTRACCIÓN DE CORAZONES CON BROCA DE DIAMANTE**

Todas las piezas extraídas.

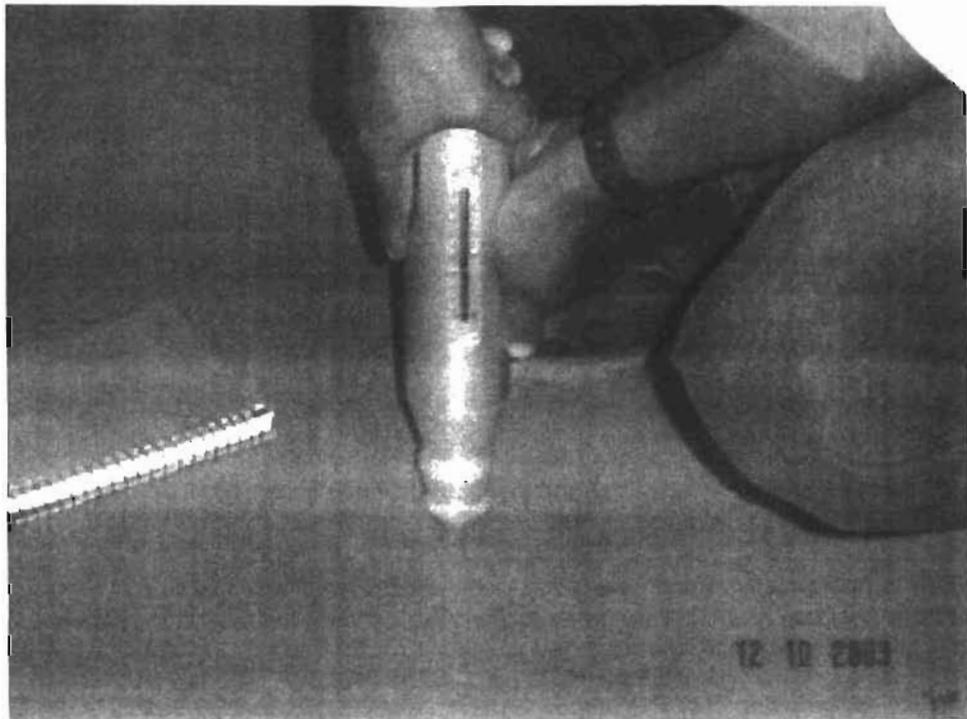
12-Oct-03

**Corazones de concreto obtenidos por el tecnico del asegurado, los cuales no nos dan luz para poder conocer la resistencia del recubrimiento del piso de las naves de Kostal.**



## LABORATORIO y SUPERVISION DE OBRAS

TARAHUMARAS No. 17 TEL.: 01-442-2-43-89-13 2-16-73-53 [rayaslab@att.net](mailto:rayaslab@att.net) QUERÉTARO, QRO.



KOSTAL MEXICANA, S. A. DE C. V.

### DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE

Un acercamiento al esclerómetro, poco después del impacto.

12-Oct-03

Estas pruebas se llevaron a cabo por parte de los técnicos del asegurado, desechándose ya que en su momento se les indicó que el esclerómetro es un instrumento poco confiable y que sirve para medir únicamente la resistencia del concreto, parámetro que para este estudio no está en duda, siendo lo importante conocer la resistencia del recubrimiento de estos pisos.



#### IV.III.III.1.- OBJETIVO

Determinar mediante la prueba de compresión simple la capacidad de carga del pavimento durit a la fecha de la ejecución de la prueba, así mismo determinar en que factor el agua afecta este tipo de pavimento después de sumergir algunos especímenes.

Formular un informe explicando las condiciones del pavimento así como las posibles causas de la pérdida de capacidad de carga del pavimento si es que esta existió.

Se solicitó a polidur en barcelona españa una muestra del mismo tipo de pavimento que el de la planta y así contar con la referencia y las características del material directamente del fabricante.



Figura IV.IV Vista del material dañado

#### IV.III.III.2.- PROCEDIMIENTOS Y RESULTADOS

Después de la extracción de los especímenes, se llevo a cabo la labranza de los prismas tratando de guardar una figura geométrica con una relación de esbeltez de 2: 1, toda vez que se tenían los 16 especímenes se procedió a la ejecución de la prueba de carga, esta prueba se llevo a cabo el pasado lunes 23 de febrero obteniendo los siguientes resultado:

El promedio de la capacidad de carga del pavimento en la nave 1 fue de:  
**223.22 kg/cm<sup>2</sup>**

El promedio de la capacidad de carga del pavimento en la nave 2 fue de:  
**394.80 kg/cm<sup>2</sup>**

El promedio de la capacidad de carga del pavimento en la nave 3 fue de:  
**340.01 kg/cm<sup>2</sup>**

El promedio de la capacidad de carga del pavimento en el almacén fue de:  
**338.04 kg/cm<sup>2</sup>**

El promedio general de todos los especímenes es de:  
**312.88 kg/cm<sup>2</sup>**

Es decir el **62.60 %** con respecto a la capacidad de carga de proyecto que es de 500 kg/cm<sup>2</sup>.

También se ensayaron tres especímenes correspondientes a las muestras proporcionadas por el fabricante dando un resultado en promedio de:  
**283.78 kg/cm<sup>2</sup>**

#### IV.III.IV.- INFORME EJECUTIVO

##### IV.III.IV.1.- OBTENCIÓN DE LAS MUESTRAS Y SU PREPARACIÓN

Se realizó un muestreo de materiales, utilizando para ello una extractora de corazones, misma que nos permitió obtener muestras del **recubrimiento de mortero**, de **marca Durit**, **empresa Española**, responsable de la **manufactura y la colocación**, dicho recubrimiento se encuentra instalado en el piso de **cuatro diferentes zonas de la planta Kostal Mexicana**, a las que me referiré como **naves y almacén**, los sitios de muestreo fueron **especificados por el responsable a cargo de la empresa KOSTAL**, los sitios especificados, **16(diez y seis)** en total, , mismos que se presentan en la **figura IV.V**.

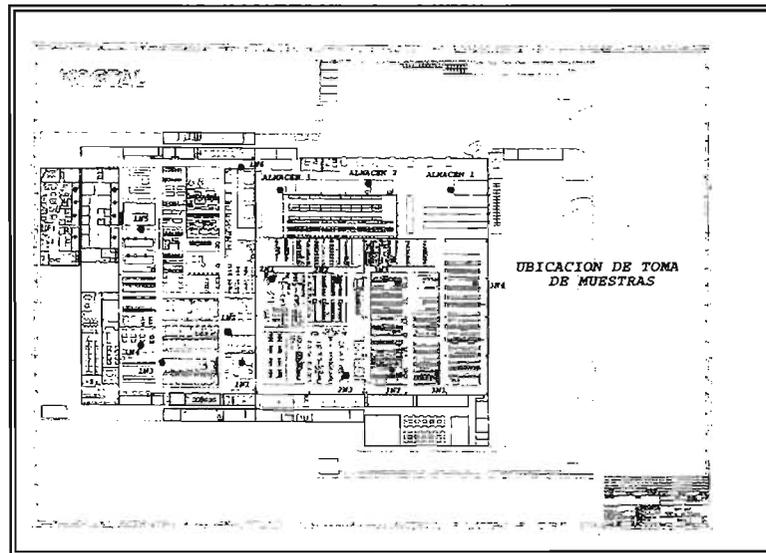


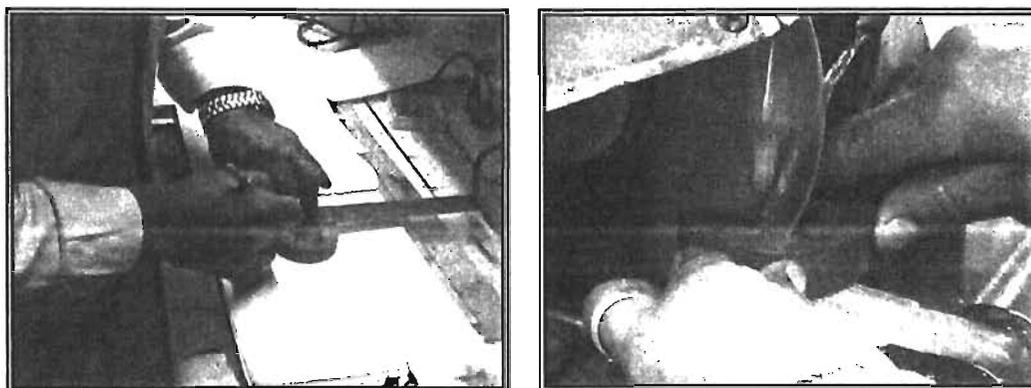
Figura IV.V Se indica en la planta de KOSTAL MEXICANA la posición en la que se obtuvieron muestras del mortero Durit. de 16 muestra en total.

Las muestras obtenidas, por las circunstancias, se lograron junto con el concreto en el que fue depositado el mortero, motivo del presente estudio, la extractora de corazones, funciona con agua como lubricante durante la perforación, tal como lo muestra la **figura IV.VI**



Figura IV.VI Vista de la toma de muestras

Del total de la muestra obtenida, el recubrimiento de mortero, representa la parte fundamental de nuestro interés, puesto que de este se generaron las probetas, los espesores de la capa de mortero en los sitios especificados eran diferentes en cuanto a su espesor y ya que esta característica gobernaria la dimensión de las probetas, la falta de uniformidad en estos, repercutió en forma directa, propiciando que las geometrías de las muestra labradas resultaran diferentes entre si, sin embargo dadas las dimensiones que resultarían para cada probeta nos obligo a utilizar equipos de precisión para realizar los cortes, como se muestra en la figura IV.VII.



(a)

(b)

Figura IV.VII Vista de los equipos de precisión para las pruebas

Los cortes realizados fueron calibrados uno a uno con la intención de corregir imperfecciones en estos, la corrección de las geometrías fueron realizadas con una pulidora de minerales, tal como se muestra en la IV.VIII.



Figura IV.VIII Vista de la pulidora de minerales

Estos dos procesos, cote y pulido, nos permitió lograr probetas de magnifica calidad para nuestro propósito, que además de cumplir con los requisitos de paralelismo y perpendicularidad entre las caras del prisma, prácticamente se logro en todas las muestras la relación de 2 que buscábamos, como lo indica la tabla 1

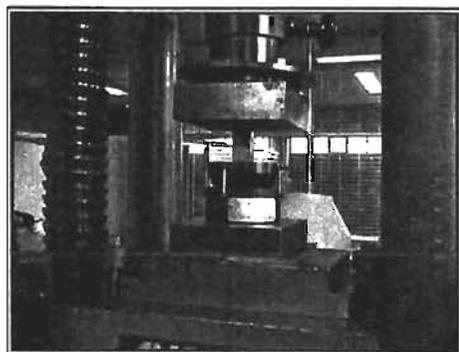
NAVE	MUESTRA	DIMENSION		AREA	ALTURA	RELACION
		L1	L2			
		cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm/cm
1	N-1	1.992	2.018	4.02	4.154	2.1
1	N-2	2.200	2.336	5.14	4.528	2.1
1	N-3	3.444	3.546	12.21	3.846	1.1
1	N-4	1.932	2.168	4.19	4.206	2.2
1	N-5	1.444	1.626	2.35	3.144	2.2
1	N-6	1.492	1.696	2.53	3.088	2.1
2	N-1 *	1.864	1.972	2.83	3.900	2.1
2	N-2	1.992	2.152	4.29	4.166	2.1
2	N-3	1.716	1.768	3.03	3.586	2.1
3	N-1	1.398	1.512	2.11	3.058	2.2
3	N-2	2.296	2.418	5.55	4.618	2.0
3	N-3	2.022	2.120	4.29	4.078	2.0
3	N-4	1.714	1.942	3.33	3.596	2.1
ALMACEN	1	1.396	1.500	2.09	2.858	2.0
ALMACEN	2	1.516	1.688	2.56	3.318	2.2
ALMACEN	3	1.698	1.922	3.26	3.484	2.1
	2-N-1 *	SE AJUSTO EL AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL				

Tabla IV.I

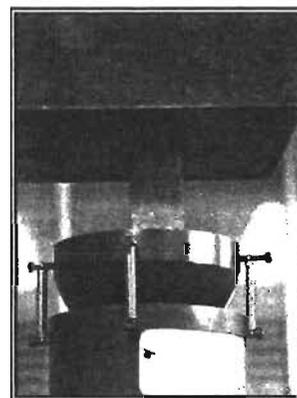
Los datos de las geometrías se obtuvieron utilizando como herramienta de medición, un vernier, es por ello que se manejan milésimas de cm. en las columnas de dimensiones y altura. También se puede observar en la tabla IV.I que la relación (altura/L1) fuera lo mas cercana a 2.

#### IV.III.IV.2.- PROCESO DE ENSAYE

Las probetas fueron ensayadas en un equipo de ensayo de materiales, utilizando para ello el rango de comportamiento mas bajo que este posee, de 5000 kgf.. El claro de prueba fue provisto de un asiento esférico adicional, con objeto de absorber con eficiencia cualquier imperfección de la muestra durante el proceso de ensaye. Como se muestra en la figura 5.



(a)



(b)

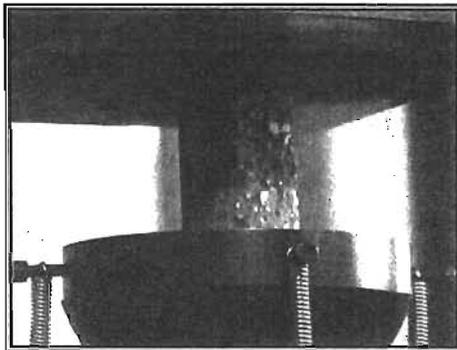
Figura IV.IX Probeta instalada en el marco de prueba con un asiento esférico adicional (b) Al existente en la parte superior del equipo (a).

Los ensayos se realizaron bajo condiciones estándar, la probeta N-1, fue la única que salió de los estándares buscados, en cuanto a su geometría y relación de esbeltez.

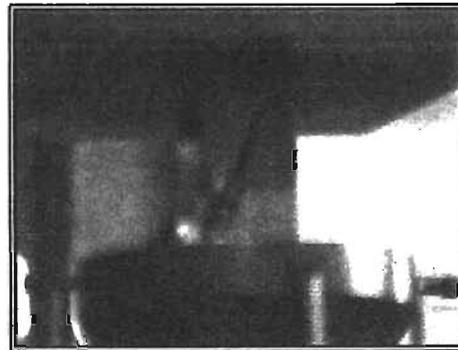
NAVE	MUESTRA	DIMENSION		AREA	ALTURA	RELACION
		L1	L2			
		cm	Cm			
1	N-3	3.444	3.546	12.21	3.846	1.1

Tabla IV.II

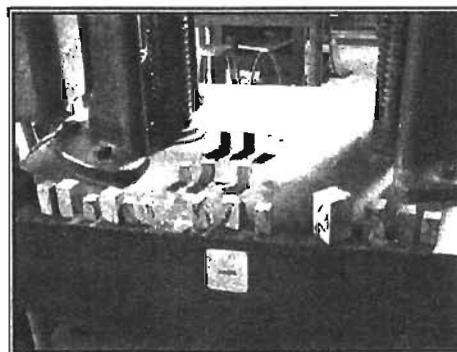
La tabla IV.II muestra la **información general** del proceso de ensaye, mismos que se reflejan en la Figura IV.X.



(a)



(b)



(c)

Figura IV.X Secuencia (a) y (b) del proceso de ensaye de todas las muestras probadas, que aparecen en la secuencia (c).



NAVE	MUESTRA	DIMENSION		AREA cm <sup>2</sup>	ALTURA cm	RELACION cm/cm	CORRECCION		ESFUERZO kgf/cm <sup>2</sup>		
		L1 cm	L2 cm				POR	ESBELTEZ CARGA MAX. kgf			
1	N-1	1,992	2,018	4,02	4,154	2,1	1	1045,0	259,96		
1	N-2	2,200	2,336	5,14	4,528	2,1	1	1555,0	302,58		
1	N-3	3,444	3,546	12,21	3,846	1,1	0,92	1015,0	83,11		
1	N-4	1,932	2,168	4,19	4,206	2,2	1	540,0	128,92		
1	N-5	1,444	1,626	2,35	3,144	2,2	1	760,0	323,69		
1	N-6	1,492	1,696	2,53	3,088	2,1	1	610,0	241,07	PROMEDIO 223,22	
2	N-1 *	1,864	1,972	2,83	3,900	2,1	1	930,0	328,70		
2	N-2	1,992	2,152	4,29	4,166	2,1	1	2015,0	470,05		
2	N-3	1,716	1,768	3,03	3,586	2,1	1	1170,0	385,64	PROMEDIO 394,80	
3	N-1	1,398	1,512	2,11	3,058	2,2	1	920,0	435,24		
3	N-2	2,296	2,418	5,55	4,618	2,0	1	2220,0	399,88		
3	N-3	2,022	2,120	4,29	4,078	2,0	1	1265,0	295,10		
3	N-4	1,714	1,942	3,33	3,596	2,1	1	765,0	229,83	PROMEDIO 340,01	
ALMACEN	1	1,396	1,500	2,09	2,858	2,0	1	730,0	348,62		
ALMACEN	2	1,516	1,688	2,56	3,318	2,2	1	890,0	347,79		
ALMACEN	3	1,698	1,922	3,26	3,484	2,1	1	1390,0	425,92	PROMEDIO 338,04	
	N-1 *	SE AJUSTO EL AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL									PROMEDIO 312,88

TABLA IV.III





Los resultados de resistencia máxima, que aparecen en la Tabla IV.III, para las tres naves y el almacén, tienen las resistencias promedio que se indican:

NAVE	MUESTRA	CORRECCION	CARGA MAX.	ESFUERZO		
		POR ESBELTEZ			kgf	kgf/cm <sup>2</sup>
1	N-1	1	1045,0	259,96		
1	N-2	1	1555,0	302,58		
1	N-3	0,92	1015,0	83,11		
1	N-4	1	540,0	128,92		
1	N-5	1	760,0	323,69		
1	N-6	1	610,0	241,07	PROMEDIO	223,22
2	N-1 *	1	930,0	328,70		
2	N-2	1	2015,0	470,05		
2	N-3	1	1170,0	385,64	PROMEDIO	394,80
3	N-1	1	920,0	435,24		
3	N-2	1	2220,0	399,88		
3	N-3	1	1265,0	295,10		
3	N-4	1	765,0	229,83	PROMEDIO	340,01
ALMACÉN	1	1	730,0	348,62		
ALMACÉN	2	1	890,0	347,79		
ALMACÉN	3	1	1390,0	425,92	PROMEDIO	338,04
					PROMEDIO	312,88

Haciendo las relaciones correspondientes, es posible observar que el promedio de la de resistencia de la nave 1, es el menor, respecto de las naves 2, 3 y el almacén, y representa ser también, el promedio de resistencia que se encuentra por debajo del promedio general que indica **312.88 kgf./cm<sup>2</sup>**. Como se muestra en la **Tabla 3**.

	RELACIÓN	
	PROMEDIOS	PN/PG
NAVE 1	223.22	0.71
NAVE 2	394.80	1.26
NAVE 3	340.01	1.10
ALMACEN	338.04	1.10
GENERAL	312.88	1.00

**PN/PG = promedio de naves entre promedio general**

**Tabla IV.IV**

Las relaciones anteriores se resultan de considerar exclusivamente al mortero de recubrimiento colocado en la empresa **KOSTAL MEXICANA**, sin embargo el perito, solicito a la empresa **DURIT**, muestras de su producto, mismas que representan el **único argumento de comparación** para el producto analizado. Por lo que a continuación se presenta la **Tabla IV.V**

NAVE	MUESTRA	DIMENSIÓN					CORRECCIÓN		CARGA MAX.	ESFUERZO
		L1	L2	AREA	ALTURA	RELACION	POR ESBELTEZ	kgf		
		cm	cm	cm2	cm	cm/cm				
MUESTRA	DURIT-NEGRO	1.922	2.072	3.98	4.054	2.1	1	1225.0	307.60	
MUESTRA	DURIT-ROJO	1.710	1.966	3.36	3.608	2.1	1	825.0	245.40	
MUESTRA	DURIT-BLANCO	1.744	2.018	3.52	3.722	2.1	1	1050.0	298.35	
Promedio		283.78 kg/cm2								

Tabla IV.V

Las pruebas realizadas a tres muestras del producto Durit España, se realizaron bajo las mismas condiciones, Como muestra la figura IV.XI.

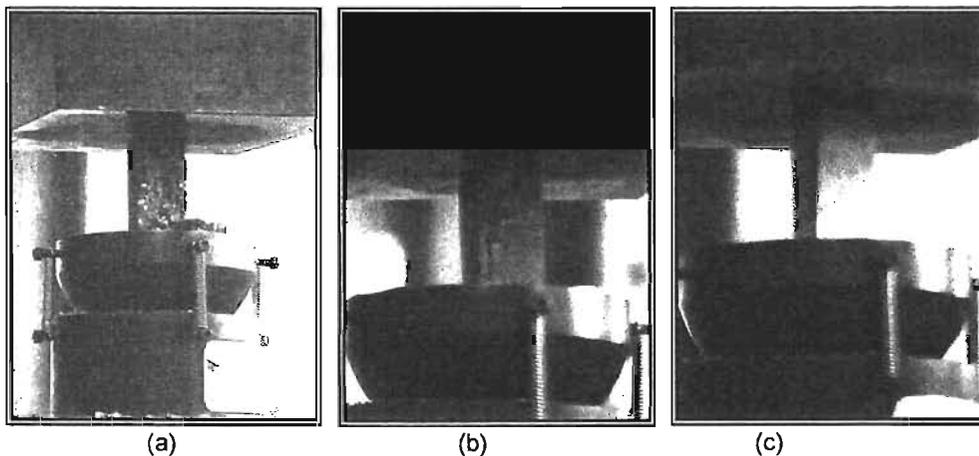


Figura IV.XI. Proceso de ensaye de las muestras proporcionadas por Durit España, mismas que representan el parámetro de comparación. Para el producto colocado en **KOSTAL MEXICANA**

De la tabla IV.V se desprenden las siguientes relaciones:

Resistencias obtenidas muestras de Durit España VS. muestras **Durit KOSTAL**

CARGA MAX.	ESFUERZO
kgf	kgf/cm2

1225.0	307.60
825.0	245.40
1050.0	298.35

PROMEDIO 283.78

	PROMEDIOS
NAVE 1	223.22
NAVE 2	394.80
NAVE 3	340.01
ALMACÉN	338.04
GENERAL	312.88

	PROMEDIOS	RELACION
		PN/PG
PROMEDIO DURIT	283.78	1.00
NAVE 1	223.22	0.79
NAVE 2	394.80	1.39
NAVE 3	340.01	1.20
ALMACÉN	338.04	1.19
GENERAL	312.88	1.10

**PN/PG = promedio de naves entre promedio DURIT**

En las tablas anteriores se puede observar que solo el promedio de la NAVE 1 se localiza por debajo de del promedio DURIT.

Las condiciones a las que se vio sometido el recubrimiento de mortero DURIT del piso de la nave industrial KOSTAL, en septiembre de 2003, fueron de una inundación que mantuvo al recubrimiento bajo agua durante un periodo de tiempo que oscilo entra las 18 y las 24 hrs. aproximadamente; entre los trabajos descritos , uno de ellos consistió en estimar la perdida de resistencia por inmersión en agua del mortero Durit España, ver figura IV.XII y IV.XIII.

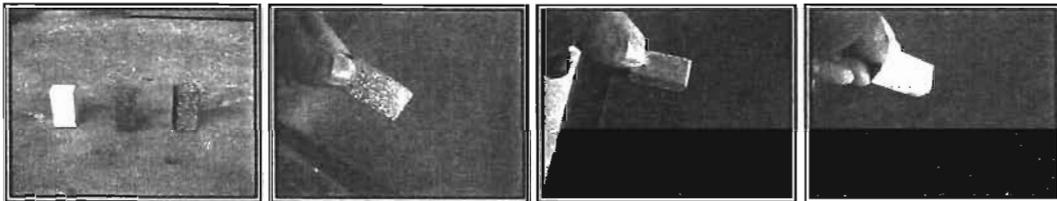


Figura IV.XII. Se muestra la secuencia en la que fueron depositadas las muestras de DURIT España, para permanecer 24 hrs. Sumergidas en agua.

DURIT España, para

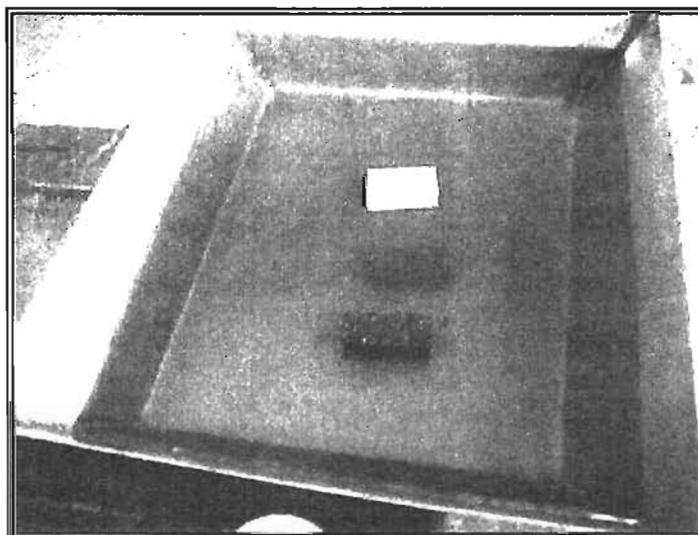


Figura IV.XIII. Deposito en el que fueron colocadas las muestras DURIT España por un lapso de tiempo de 24 horas



Después de haberse cumplido este proceso, se procedió a secar las muestras, logrando el estado SSS (saturadas y superficialmente secas), en este estado fueron pesadas, obteniéndose los datos que se indican en la siguiente tabla, posteriormente se introdujeron a un horno de secado durante una hora, el reducido tiempo en el horno de secado fue para evitar cambiar alguna condición física y/o mecánica del producto, obteniéndose el resultado que aparece en la tabla.

NAVE	MUESTRA	DIMENSIÓN		ÁREA	ALTURA	RELACIÓN	CORRECCIÓN		
		L1	L2				POR ESBELTEZ	CARGA MAX.	ESFUERZO
		cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm/cm		kgf	kgf/cm <sup>2</sup>

MUESTRA	DURIT-NEGRO	1,796	1,908	3,43	4,000	2,2	1	1090	318,08
MUESTRA	DURIT-ROJO	1,726	1,766	3,05	3,742	2,2	1	510	167,32
MUESTRA	DURIT-BLANCO	1,768	2,072	3,66	3,600	2,0	1	1455	397,18
Promedio		294.19 kg/cm <sup>2</sup>							

peso SSS	Peso final	Muestra
gr.	gr.	
23	23	roja
27	27	blanca
28	28	negra

El producto analizado aparentemente no absorbió agua, por lo menos no se detectó en el equipo de pesaje utilizado, por ser su sensibilidad de un gramo.

Después del procedimiento anterior se realizaron las pruebas de resistencia, mismas que se muestran en la tabla 5. En la que se muestran los resultados obtenidos, estos se comparan de manera exclusiva con el mismo material antes de ser sumergido en agua durante 24 hrs.

#### MUESTRAS SUMERGIDAS EN AGUA DURANTE 24 HRS

Antes de sumergirse			Después de sumergirse		
307.60			318.08		
245.40			167.32		
298.35	PROMEDIO	283.78 kg/cm <sup>2</sup>	397.18	PROMEDIO	294.19kg/cm <sup>2</sup>

TABLA IV.VI

**Resultado que indica: El mortero DURIT, es para lapsos breves de tiempo, como el manejo en esta experiencia, inmune al agua, sin embargo mis apreciaciones durante el muestreo, el corte y el pulido de piezas, me indican que el agua colabora a continuar con una degradación existente en un mortero de manufactura DURIT, como el localizado en zonas muy específicas de la planta KOSTAL, tales como los puntos que nos fueron asignados para la toma de muestras, identificados como 1 N3 y 1 N4 sitios localizados en la NAVE 1, donde el recubrimiento de mortero DURIT tiene problemas previos de degradación, que se reflejan en los resultados de resistencia, los mas bajos con respecto del resto de las muestras, que se puede atribuir, bajo la influencia del desconocimiento, a un sin numero de factores, tales como: resequeadad excesiva, humedad excesiva, contacto con aceites, contacto con solventes, esfuerzos mecánicos excesivos, etc. Seguramente esta interrogante es motivo de un estudio alternativo para establecer con precisión quienes pudieran ser agentes que estimulan la degradación mecánica y consecuentemente la degradación de la durabilidad del mortero DURIT.**



#### IV.III.V.- CONCLUSIONES

- En el presente estudio, las circunstancias del problema nos obligaron a generar una **implementación de muestras**, dadas las características del sitio de donde fueron tomadas, sin embargo, desde la perspectiva de la Ciencias de los Materiales Y las características del mortero empleado, es posible calificarlas como **representativas**.
- Las resistencias expresadas como el **PROMEDIO GENERAL** se encuentran por encima de las resistencias del **PROMEDIO DURIT, Antes y Después de sumergirse**, lo que nos indica que el mortero DURIT instalado en **KOSTAL MEXICANA**, en lo general, **no sufrió cambio alguno en las características de índole mecánico, por haber estado en contacto con agua durante aproximadamente 24 horas**.
- Las zonas definidas por los puntos de localización, identificados como **1 N3,1 N4** ubicados en la **NAVE 1**, si pudieron ser afectadas por la presencia de agua, **COLABORANDO AL AUMENTO DE LA DEGRADACIÓN EXISTENTE DEL MORTERO**, instalado en esa zona, justificándose así las deficientes resistencias obtenidas en dicho puntos.

#### IV.III.VI.- RESULTADOS DE LA INTERVENCIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL.

COMO RESULTADO DE LA INTERVENCIÓN DE TÉCNICOS EN INGENIERÍA CIVIL EN ESTE TRABAJO, SE DETREMINÓ QUE EL RECUBRIMIENTO DEL PISO NO SE DEGRADÓ DEBIDO A LA ACCIÓN DEL AGUA, PACTANDOSE CON EL ASGURADO EN UNA INDEMNIZACIÓN DE ALGUNOS SITIOS DONDE SE PRESENTABAN DEFORMACIONES EN EL PISO, REDUCIENDO ESTA INDEMINAZACIÓN EN MÁS DE UNA 80% DE LO RECLAMADO INICIALMENTE POR EL ASEGURADO, CANTIDAD QUE ASCENDÍA A APROXIMADAMENTE A \$ 10,000,000.00 M.N.



## V.- CONCLUSIONES GENERALES

- Las compañías de seguros tienen en la ingeniería civil un apoyo fundamental para la inspección de riesgos y evaluación de daños, que les permiten manejarse con márgenes reales en los montos de indemnización de daños.
- Este trabajo pretende mostrar que la ingeniería civil maneja los intereses de aseguradora y asegurado de forma imparcial, por ser esta disciplina un tercero en discordia.
- Las disciplinas con las que cuenta la ingeniería civil, en el presente trabajo dejan ver la gran importancia de todas ellas como herramienta básica para la determinación de montos de indemnización en la relación seguro-asegurado.
- El manejo de los recursos técnicos que aporta el ingeniero civil en el medio asegurador deberán ser utilizados siempre con el más alto sentido de la imparcialidad.
- El apoyo que las aseguradoras demandan de la ingeniería civil es de rigurosa calidad, puesto que dictaminar sin sustento técnico de buena calidad traerá que la relación seguro-asegurado no quede satisfecha por ambas partes.
- Para llevar a cabo la inspección de riesgo en cualquier bien o inmueble por asegurar, es primordial el llevar a cabo una inspección detallada y a conciencia evaluando el estado de servicio del inmueble, así como todas sus características, como pueden ser:
  - Estado de servicio
  - Edad del inmueble
  - Estado de conservación
  - Lugar de ubicación
  - Riesgos cercanos que puedan poner en peligro al inmueble
  - Instalaciones de seguridad con las que cuenta
  - Tipo de proceso y los riesgos del mismo
  - Estado que presenta su estructura

Lo anteriormente referido son parámetros de vital importancia ya que del dictamen que se emita del bien o inmueble en cuestión, dependerá el costo de la prima así como su factible de aseguramiento

- En lo que respecta a la evaluación de daños, punto medular de nuestra intervención en el medio asegurador, es indispensable contar con todas las herramientas necesarias a nuestro alcance para poder emitir una opinión técnica totalmente imparcial y que se apoye con un soporte técnico que incluya lo siguiente:
  - Estudios necesarios (Mecánica de Suelos, corrida estructural, especificaciones técnicas, estudios hidráulicos, etc..)
  - Conocimiento de los materiales a emplearse en cada una de nuestras evaluaciones.
  - Un levantamiento de daños a detalle y de preferencia en conjunto con el técnico propuesto por el asegurado.
  - Análisis de Precios Unitarios a detalle y con pleno conocimiento de los precios de materiales así como el costo de la mano de obra dependiendo de cada zona o región donde se tiene el siniestro.
  - Tener una interrelación estrecha con Compañía de Seguros, Ajustador y Asegurado para así poder llegar a un buen fin con el asunto.
- El trabajo que se lleva a cabo en el medio del seguro en lo que respecta a nuestra área para evaluación de daños, es en verdad interesante, ya que nuestra función implica el revisar y aplicar todas o casi todas las diferentes especialidades dentro de la Ingeniería Civil, lo cual nos lleva a que debemos conocer y asesorarnos en todas las gamas con que la Ingeniería Civil cuenta.



## VI.- REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

1. RIESGO Y SEGURO Editorial MAPFRE, Mark R. Greene
2. SEGUROS GENERALES Editorial UTEHA, J. H. Magee
3. COSTOS DE EDIFICACIÓN, Editorial BIMSA
4. PRINCIPIOS DE GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA Editorial OMEGA  
D. P. Krynine, W. R. Judd
5. ESTRUCTURAS DE CONCRETO RESISTENTES AL FUEGO, IMCYC.
6. GEOVISA Ingeniería Geotécnia (1994). Estudio de Mecánica de Suelos para el Muelle y la Zona de Almacenamiento de la Terminal Marítima para el Manejo de Minerales a Granel de Cooper/ T. Smith en Altamira. Tamaulipas.
7. INGENIERIA CIVIL APLICADA (1998). Estudio de Mecánica de Suelos para determinación de capacidad de carga de cada estrato que conforma la estructura de la Plataforma de Almacenamiento de Mineral a Granel de Cooper /T. Smith de México.
8. INGENIERIA CIVIL APLICADA (2002). Estudio de Mecánica de Suelos, Espuela de Ferrocarril y Patios de Almacenamiento de la Terminal Marítima de Cooper /T. Smith de México.
9. COOPER/T. SMITH DE MEXICO S.A. DE C.V. Relación de Barcos con cargas Pesadas. Relación de marzo 1998 a julio de 2002.
10. COOPER/T. SMITH DE MEXICO S.A. DE C.V. Planta del Drenaje Pluvial y planos de Muelle. Elaborado por EPSON Ingeniería S.C.
11. COOPER/T. SMITH DE MEXICO S.A. DE C.V. (Julio de 2002) Perfil topográfico de Vía, realizado por Persa Supervisión Topografía.
12. HUNT, ROY E. (1986) Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation. Mc Graw - Hill Book Company, pp 729.
13. R. B. PECK, W. E. HANSON, T. H. THORNBURN (1989). Ingeniería de Cimentaciones. Ed. Limusa.
14. Ensaye e Inspeccion de los materiales de Ingenieria (1964) Mc. Graw-hill
15. Concreto Reforzado, un enfoque basico (1985) PH Edward Nawy