

*Ref. 93*

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**



**ANALISIS SISMICO DE PUENTES**  
**DE CONCRETO REFORZADO**

**TESIS PROFESIONAL**

**PARA OBTENER EL TITULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A:**

**SILVANO LOPEZ GARCIA**

**MEXICO, D. F.**

**1981**



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.

## ANALISIS SISMICO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

1. INTRODUCCION.
2. DAÑOS OBSERVADOS POR SISMO EN PUENTES
  - 2.1 JAPON
  - 2.2 NUEVA GUINEA
  - 2.3 CHILE
  - 2.4 PERU
  - 2.5 MEXICO
  - 2.6 ESTADOS UNIDOS DE AMERICA
3. ANALISIS SISMICO DE PUENTES
  - 3.1 CLASIFICACION DE PUENTES PARA SU ANALISIS
  - 3.2 ANALISIS DINAMICO MODAL
    - 3.2.1 ECUACION DE MOVIMIENTO
    - 3.2.2 VIBRACION LIBRE SIN AMORTIGUAMIENTO
    - 3.2.3 ANALISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA
      - 3.2.3.1 ECUACION DE MOVIMIENTO
      - 3.2.3.2 METODO DE SUPERPOSICION MODAL (ACELEROGRAMA Y ESPECTRO DE RESPUESTA)
      - 3.2.3.3 INFLUENCIA DE LAS DIFERENCIAS DE MOVIMIENTO EN LOS APOYOS
      - 3.2.3.4 INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO
      - 3.2.3.5 ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL
  - 3.3 ANALISIS ESTATICO
  - 3.4 NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES

3.4.1 CRITERIOS A.A.S.H.T.O.

4. APLICACION

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO

- TABLAS

- FIGURAS

- REFERENCIAS

# 1. INTRODUCCION

LA COMUNICACION ENTRE LOS HOMBRES RESULTA SER UNA NECESIDAD VITAL PARA SU EXISTENCIA Y DESARROLLO EN NUESTROS DIAS Y, TODAVIA MAS, CUANDO SE LLEVA A CABO DENTRO DE UN MISMO PAIS. LOS ELEMENTOS MEDIANTE LOS CUALES SE EFECTUA SON DIVERSOS : RADIO, TELEVISION, VIAS AEREAS, VIAS TERRESTRES, ETC. DENTRO DE ESTOS MEDIOS EXISTE UNO EN PARTICULAR QUE TIENE GRAN RELEVANCIA POR EL SIGNIFICADO QUE REPRESENTA DESDE UN PUNTO DE VISTA POLITICO, ECONOMICO Y SOCIAL. ME REFIERO CONCRETAMENTE A LAS VIAS DE COMUNICACION TERRESTRES Y, EN PARTICULAR, A CARRETERAS Y VIAS FERREAS, DEBIDO A QUE ESTOS SON LOS QUE INTEGRAN A UNA REGION Y, PORQUE NO DECIRLO, A TODO UN PAIS O GRUPO DE PAISES.

EVIDENTEMENTE QUE LA CONSTRUCCION DE ESTOS MEDIOS DE COMUNICACION DESDE UN PUNTO DE VISTA MERAMENTE TECNICO CONLLEVA UNA CONJUGACION DE DIFERENTES RAMAS DE LA INGENIERIA, DE MANERA QUE RESPONDAN A LAS NECESIDADES PARA LAS CUALES SON PROYECTADOS.

CUANDO SE DA MARCHA A LA ELABORACION DE UN PROYECTO CARRETERO O DE UNA VIA FERREA O URBANA, DEBE CONTARSE CON AMPLIA INFORMACION TECNICA, QUE PREVIAMENTE HAYA SIDO RECAVADA EN EL CAMPO, CONTRA CUALQUIER CONTINGENCIA QUE HAGA PRESENCIA DURANTE SU TRAZO. DENTRO DE ESTAS CONTINGENCIAS SUELE PRESENTARSE UNA MUCHO MUY IMPORTANTE; EL CRUCE DE UN RIO, UN ABISMO, O EN SU DEFECTO LA INCIDENCIA CON OTRA VIA TERRESTRE Y QUE POR ENDE NO PUEDE GARANTIZARSE UNA CONTINUIDAD DEL TRANSITO EN AMBAS.

ANTE TAL CIRCUNSTANCIA LA INGENIERIA DE VIAS TERRESTRES UTILIZA UN TIPO DE ESTRUCTURAS QUE PERMITEN GARANTIZAR-

DICHA CONTINUIDAD DE TRANSITO, ESTO ES, MEDIANTE EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PUENTES.

ES MENESTER SUBRAYAR QUE ESTE TRABAJO SE ORIENTA HACIA EL ESTUDIO DE LOS PUENTES Y, MUY EN ESPECIAL, A UNA DE LAS ETAPAS DE DISEÑO : SU ANALISIS SISMICO. -- COMO SE VERA MAS ADELANTE EL ANALISIS COBRA DIA CON DIA UNA IMPORTANCIA TRASCENDENTAL EN EL DISEÑO DE ESTAS ESTRUCTURAS, DEBIDO FUNDAMENTALMENTE A QUE LAS NECESIDADES ACTUALES CONLLEVAN AL HOMBRE A PROYECTAR Y CONSTRUIR PUENTES, DE TAL MANERA QUE MARCHEN A LA PAR CON EL PROGRESO DE UN PAIS DETERMINADO Y POR CONSECUENCIA REQUIERE ESTRUCTURAS DE IGUAL MAGNITUD. POR TAL MOTIVO, LOS PROYECTOS SE TORNAN EN OCASIONES MUY-COMPLICADOS DE REALIZAR, MAXIME CUANDO SON AFECTADOS-POR MOVIMIENTOS TELURICOS EN SU INMEDIATA VECINDAD. - SE HAN DADO MUCHOS CASOS EN LOS QUE SE OBSERVAN UNA - INMENSA CANTIDAD DE FALLAS ESPECTACULARES EN PUENTES- E INCLUSIVE, ALCANZAN EL COLAPSO TOTAL.

ES IMPORTANTE PONER DE MANIFIESTO, HOY DIA, QUE LA INGENIERIA DE PUENTES SE ENCUENTRA TODAVIA EN ETAPA DE DESARROLLO Y POR ESTA RAZON PUEDEN REALIZARSE AMPLIAS INVESTIGACIONES AL RESPECTO, APORTANDO CRITERIOS Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION SEGUROS, ECONOMICOS Y FUNCIONALES.

EN ESTE TRABAJO SE PRETÉNDE EXPONER DE MANERA GENERAL Y SENCILLA ALGUNOS PROCEDIMIENTOS DISPONIBLES PARA -- EFECTUAR UN ANALISIS ADECUADO, DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO. COMO PODRA OBSERVARSE DURANTE EL DESARROLLO DEL TEMA, EL ANALISIS SISMICO DE DICHAS ESTRUCTURAS, RESULTA EN OCASIONES COMPLICADO, ES FUNCION DE -

LA MAGNITUD DE LA MISMA Y DE LOS PARAMETROS QUE A --  
ELLA SE LE ASOCIEN. EN CONSECUENCIA DEBIDO A ESTA --  
COMPLEJIDAD PROBABLEMENTE, AQUI, NO SE SATISFAGAN AM-  
PLIAMENTE EL ANALISIS DE ESTE TIPO DE PUENTES, DEBIDO  
A QUE QUEDAN ASPECTOS DE DETALLE FUERA DEL TEMA, PERO  
SE DAN ALGUNOS PRINCIPIOS QUE RIGEN SU ANALISIS Y RE-  
FERENCIAS QUE AMPLIEN EL TEMA Y PROGRAMAS DE COMPUTA-  
DORA DISPONIBLES EN LA INGENIERIA DE PUENTES, APROPIA  
DOS PARA EFECTUAR EL ANALISIS SISMICO DE CUALQUIER TI  
PO DE PUENTE; ALGUNOS DE ESTOS SE ENCUENTRAN DISPONI-  
BLES EN NUESTRO PAIS.

COMO UNA INTRODUCCION, EN EL CAPITULO 2 SE DESCRIBE-  
UNA SINTESIS DE DAÑOS EN PUENTES REGISTRADOS EN ALGU-  
NOS PAISES, DEL MUNDO, ASIMISMO SE INDICAN LAS PRINCI  
PALES CAUSAS QUE DIERON ORIGEN A SU FALLA.

EN EL CAPITULO 3 SE ESTABLECE UNA CLASIFICACION DE --  
PUENTES PARA SER ANALIZADOS SISMICAMENTE Y , CON BASE  
EN ELLA, SE MUESTRAN LOS PRINCIPALES METODOS CON LOS-  
QUE SE CUENTA EN LA ACTUALIDAD (DINAMICO Y ESTATICO),  
DEPENDIENDO DE LA MAGNITUD E IMPORTANCIA DE LA ESTRU  
CTURA Y CONSECUENTEMENTE, ESTABLECER EL CRITERIO A SE-  
GUIR EN CUANTO A SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

EN EL CAPITULO 4 SE PLANTEA, COMO APLICACION, EL CASO  
DE UN PUENTE DE CONCRETO REFORZADO UBICADO DENTRO DE-  
UNA DETERMINADA ZONA DE NUESTRO PAIS, Y DANDOSE LA --  
TEORIA EXPUESTA; SE PROCEDE AL ANALISIS SISMICO EN --  
TRES DIRECCIONES ORTOGONALES. PARA ELLO FUE NECESA--  
RIO ELABORAR UN PROGRAMA DE COMPUTADORA. LA ESTRUCTU  
RA EN CUESTION SE SOMETE A DOS TIPOS DE ANALISIS : DI  
NAMICO Y [ESTATICO PARA SISMO EN DIRECCION LONGITUDI--  
NAL, CON EL PROPOSITO DE COMPARAR RESULTADOS Y OBTE--  
NER CONCLUSIONES.

EN EL CAPITULO 5 SE ESTABLECEN LAS CONCLUSIONES Y AL-  
GUNAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO.



## 2. DAÑOS OBSERVADOS POR SISMO EN PUENTES.

A CONTINUACION SE PRESENTA UNA RECOPIACION DE LOS DAÑOS OCASIONADOS POR SISMOS SOBRE ALGUNOS PUENTES CARRETEROS EN EL MUNDO. ESTA RECOPIACION SE CONSIDERA BASTANTE REPRESENTATIVA PARA ESTE ESTUDIO Y COMPRENDE LOS SIGUIENTES PAISES: JAPON, NUEVA GUINEA, CHILE, PERU, MEXICO Y ESTADOS UNIDOS DE AMERICA (REF. 1). DADO QUE ESTOS PAISES SON ALGUNOS DE LOS QUE MAS HAN SIDO ATACADOS POR ESTE FENOMENO, DEBIDO A QUE LA MAYOR PARTE DE ELLOS SE LOCALIZAN CERCA DE ALGUNAS ZONAS SISMICAS BIEN DEFINIDAS; UNA DE ELLAS ES EL CINTURON CIRCUMPACIFICO QUE ABARCA LAS COSTAS DEL OCEANO PACIFICO. OTRA ES LA ZONA ALPES-CAUCASO-HIMALAYA, TAMBIEN DESIGNADA CINTURON ALPINO (FIG. 1).

POR OTRO LADO, REFIRIENDOSE A LA REPUBLICA MEXICANA, -- UNA PORCION FORMA PARTE DEL CINTURON CIRCUMPACIFICO, -- POR LO QUE LOS EFECTOS SISMICOS ADQUIEREN ESPECIAL IMPORTANCIA, DE AQUI, EL INTERES DE ESTE ESTUDIO.

### 2.1 DAÑOS SISMICOS EN PUENTES DEL JAPON.

ESTE PAIS ES UNO DE LOS DE MAS INTENSA ACTIVIDAD SISMICA, YA QUE DESDE EL AÑO DE 1923 HASTA 1971 SE HA REGISTRADO UNA INMENSA CANTIDAD DE MOVIMIENTOS TELURICOS, DE LOS CUALES SOLO OCHO DE ELLOS SERAN DE INTERES DEBIDO A QUE HAN CAUSADO FUERTES DAÑOS A OBRAS DE INGENIERIA EN GENERAL Y EN PARTICULAR A PUENTES CARRETEROS. LOS OCHO MOVIMIENTOS SISMICOS SON LOS SIGUIENTES : KANTO, NANKAI, FUKUI, TOKACHI-OKI, NORTE DE MIYAGI, NIIGATA, EBINO Y -- POR ULTIMO INCIDIENDO NUEVAMENTE EL DE TOKACHI-OKI.

EN LA FIGURA 2 SE MUESTRA LA LOCALIZACION DE SUS RESPECTIVOS EPICENTROS ASI COMO LA FECHA DE OCURRENCIA Y MAGNITUD CORRESPONDIENTES.

### 2.1.1 EL SISMO DE KANTO (1923)

DURANTE ESTE SISMO CERCA DE DOS MIL PUENTES SUFRIERON LIGEROS DAÑOS. EN LA CD. DE TOKIO CIENTOS DE PUENTES FUERON DAÑADOS MAS POR INCENDIO QUE POR VIBRACIONES - DEL TERRENO, SIN EMBARGO, DIEZ Y OCHO DE ELLOS FUERON DAÑADOS POR EFECTOS VIBRATORIOS DEL TERRENO. EN YOKO HAMA EL PORCENTAJE DE PUENTES DAÑADOS POR DICHS EFEC TOS FUE BASTANTE ALTO. A CONTINUACION SE DESCRIBEN - LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS DAÑOS CAUSADOS POR EFECTOS VIBRATORIOS DEL SUELO INDUCIDOS SOBRE AL GUNOS PUENTES DURANTE ESTE SISMO.

PUENTE TSURUNO. - ESTE PUENTE FUE DESPLANTADO SOBRE - UN SUELO BLANDO (ALUVIAL); ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA Y CON CIMIENTOS DE CONCRETO REFORZADO. CADA PILA FUE - CONSTRUIDA CON CUATRO COLUMNAS CIRCULARES EN HILERA - UNIDAS POR ARRIOSTRAMIENTOS Y APOYADAS SOBRE PILOTES - TUBULARES DE FIERRO FUNDIDO. LA SUPERESTRUCTURA CONS TO DE TRES TRAMOS (10.5 M. + 12.60 M. + 10.50 M.) Y - UN ANCHO EFECTIVO DE RODAMIENTO DE 7.30 M.

DEBIDO AL SISMO LOS ESTRIBOS SE MOVIERON E INCLINA - RON HACIA EL CENTRO DEL RIO Y LAS DOS PILAS SE INCLI - NARON CONSIDERABLEMENTE HACIA LA MARGEN IZQUIERDA DEL PUENTE. LOS PERNOS DE ANCLAJE DE LOS APOYOS DE LA -- MARGEN IZQUIERDA SE ROMPIERON FIG. 3.

PUENTE SHINMINATO. - SUS ESTRIBOS FUERON DE MAMPOSTE - RIA CON ZAPATAS DE CONCRETO Y SOBRE ESTOS SE CONSTRU - YO UNA ARMADURA DE ACERO CON PESO APROXIMADO DE 365 - TONS. (PUENTE DE PASO INFERIOR) CON UNA LONGITUD DE - 36.6 M. Y UN ANCHO DE 13.40 M.

PRESENTO FUERTES DAÑOS EN AMBOS ESTRIBOS. EL ESTRIBO NORESTE SE INCLINO Y DESLIZO HACIA EL CENTRO DE LA -- VIA FLUVIAL (36 CM. APROXIMADAMENTE). SE OBSERVARON FUERTES GRIETAS EN LA MAMPOSTERIA Y LA ZAPATA. EL ESTRIBO SURESTE SUFRIO FUERTES GRIETAS CON UN ANCHO HASTA DE 8 CM. EN LA ARMADURA DE LA SUPERESTRUCTURA SE OBSERVO UNA DISLOCACION RELATIVA ENTRE SUS SOPORTES Y LA SUBESTRUCTURA.

PUENTE BANKOKU. - EL SISMO CAUSO FUERTES DAÑOS EN AMBOS ESTRIBOS, DESLIZARON HACIA EL CENTRO DE LA VIA -- FLUVIAL DEBIDO A LOS EXCESIVOS EMPUJES DEL TERRENO. - LA VIGA ARMADURA NO SUFRIO DAÑOS SIGNIFICATIVOS, SIEMBRAGO, LOS MIEMBROS DE LA CELOSIA FUERTEMENTE FIJADAS A LA CUERDA INFERIOR SE PANDEARON; EL SOPORTE MOVIL SOBRE EL ESTRIBO NORESTE DESLIZO CONSIDERABLEMENTE (40 CM. AL ESTE Y 30 CM. AL OESTE). EL APOYO FIJO EN EL ESTRIBO SURESTE SE MOVIO 22 CM. AL ESTE Y 34 CM AL OESTE. TODOS LOS PERNOS SUJETADORES EN AMBOS ESTRIBOS SE TROZARON.

PUENTE YAMASHITA. - DURANTE EL SISMO UNO DE SUS ESTRIBOS (NORESTE), CARECIO DE PILOTES DE CIMENTACION SUFRRIENDO ASI FUERTES DAÑOS. A SU VEZ, SE OBSERVARON GRIETAS E INCLINACIONES DEL MISMO. LA MAYOR PARTE DE LA CELOSIA DE LA VIGA ARMADURA SE PANDEO.

PUENTE HANAZONE. - AMBOS ESTRIBOS DE ESTA ESTRUCTURA SUFRIERON DAÑOS MODERADOS. EL ESTRIBO DERECHO SE MOVIO HACIA EL CENTRO DEL RIO DEBIDO A LA ROTURA DE LOS PERNOS DE ANCLAJE. UNA GRIETA HORIZONTAL DE 3 CM. DE ANCHO APARECIO CERCA DE LA PUNTA DEL ESTRIBO. POR -- OTRO LADO EL ESTRIBO IZQUIERDO TAMBIEN SE MOVIO HACIA EL CENTRO DEL RIO. EL PARAPETO DE LOS MUROS COLAPSO-

DEBIDO A LOS CHOQUES CON EL EXTREMO DE LA VIGA ARMADURA, LOS PERNOS SUJETADORES DE LA ZAPATA SE ROMPIERON DESPLAZANDOSE ESTA 24 CM. HACIA LA IZQUIERDA DEL ESTRIBO. NO SE PRESENTARON DAÑOS EN LA SUPERESTRUCTURA.

PUENTE TOYOKUNI. - LA LONGITUD TOTAL DE ESTA ESTRUCTURA ERA DE 48.50 M. CON DOS CLAROS EXTREMOS DE 15.50 M. Y UNO CENTRAL DE 16.50 M; EL ANCHO DE 6.70 M. Y UN ANGULO DE ESVAJAMIENTO DE  $20^{\circ}$ . NO SE TIENE INFORMACION SOBRE SU CONSTRUCCION.

DURANTE EL SISMO LA SUBESTRUCTURA SE MOVIO CONSIDERABLEMENTE OBLIGANDO A QUE UNO DE LOS EXTREMOS DE LA SUPERESTRUCTURA SE PRECIPITARA AL RIO. TAMBIEN AMBOS ESTRIBOS SE MOVIERON HACIA EL CENTRO DEL CAUCE Y SUS RELLENOS DESLIZARON EN LA MISMA DIRECCION.

LAS DOS PILAS DESLIZARON HACIA EL CENTRO DEL CAUCE -- CON UN ANGULO RESPECTO A LA VERTICAL DE  $3.41^{\circ}$  AL NOROESTE Y LA SEGUNDA AL SURESTE. LA PILA SURESTE SUFRIO FUERTES FRACTURAS EN EL EJE DE SU BASE Y LA PARTE SUPERIOR DE SU CIMENTACION. LA SUPERESTRUCTURA SE MOVIO DRASTICAMENTE DEBIDO AL MOVIMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA Y ESTA A SU VEZ POR FALLAS DEL SUELO; VER FIG. 4.

PUENTE SAKAWA. - SUS ESTRIBOS ERAN DE TIPO GRAVEDAD, - DE CONCRETO REFORZADO, DESPLANTADOS SOBRE UN SUELO -- BLANDO. LAS 32 PILAS ERAN MARCOS RIGIDOS DE CONCRETO REFORZADO SOBRE CAJONES DE CIMENTACION TAMBIEN DE CONCRETO REFORZADO. LA SUPERESTRUCTURA CONSTABA DE 33 - TRAMOS CON UNA LONGITUD TOTAL DE 363 M. (11 x 33) Y UN ANCHO DE 6.7 M.; VER FIG. 5.

DURANTE EL SISMO ESTE PUENTE SUFRIO DAÑOS MUY FUERTES Y LAS CAUSAS QUE LOS PRODUJERON SON LAS SIGUIENTES: A) SE LOCALIZO MUY CERCA DEL EPICENTRO, B) EL SUELO EN EL LUGAR ES MUY BLANDO Y C) LA SUBESTRUCTURA FUE INADECUADA YA QUE NO FUE CAPAZ DE SOPORTAR -- LAS GRANDES FUERZAS SISMICAS.

PUENTE BANYU.- SE LOCALIZABA A 15 KM. AL NORTE DEL EPICENTRO. LA SUBESTRUCTURA SE ENCONTRABA EN CONSTRUCCION CUANDO OCURRIO EL SISMO.

DURANTE EL SISMO LOS ESTRIBOS DERECHO E IZQUIERDO SE INCLINARON  $12^{\circ}$  Y  $14^{\circ}$  RESPECTIVAMENTE HACIA EL CENTRO DEL RIO. SE OBSERVARON GRANDES DESPLAZAMIENTOS Y -- FLOTACIONES DE LOS CAJONES DE CIMENTACION DEBIDO A -- LICUACIONES DEL TERRENO.

PUENTE HAYAKAWA.- DURANTE EL SISMO SUFRIO SERIOS DAÑOS INCLUYENDO EL DESALOJO DE LAS TRABES DE SUS APOYOS, FIG. 6. LA MAYORIA DE LOS TRAMOS DE SUPERESTRUCTURA SE PRECIPITARON AL RIO. SE REPORTO QUE EL PUENTE EXPERIMENTO GRANDES AMPLITUDES DE OSCILACION-VERTICAL.

PUENTE JAKAHATA.- EL ESTRIBO DERECHO Y DOS PILAS SUFRIERON DAÑOS, FIG. 7. EL ESTRIBO DERECHO DESLIZO -- HACIA EL CENTRO DEL RIO POR LA ACCION DE LOS EMPUJES DE TIERRA Y PRESENTO FUERTES DAÑOS DEBIDO A LOS CHOCOS CON LA SUPERESTRUCTURA.

## 2.1.2 EL SISMO DE NANKAI (1946)

UNO DE LOS SISAMOS MAS FUERTES EXPERIMENTADOS EN JA--

PON OCURRIO EL 21 DE DICIEMBRE DE 1946. ALREDEDOR DE 300 PUENTES FUERON DAÑADOS POR ESTE MOVIMIENTO TELURICO, VER TABLA 1.

### 2.1.3 EL SISMO DE FUKUI (1948)

EL SISMO DE FUKUI, FUE UNO DE LOS MAS DAÑINOS EN SU TIEMPO SOBRE TODOS AQUELLOS QUE HASTA ESA FECHA HABIAN OCURRIDO. EN LA TABLA 2 SE PRESENTA UNA ESTADISTICA SOBRE PUENTES DAÑADOS Y COMO EJEMPLO DE ESTOS SOLO SE MENCIONAN TRES PUENTES" 1. NAKAZUNO (FIG. 8), 2. NAGAYA (FIG. 9) Y 3. ITAGAKI (FIG. 10).

DE LOS ESTRAGOS CAUSADOS POR ESTE SISMO Y OBSERVACIONES POSTERIORES EN LAS PARTES DAÑADAS DE ESTRUCTURAS DE PUENTES, SE REVELARON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS GENERALES:

- A) DAÑOS A ESTRIBOS INCLUYENDO ASENTAMIENTOS, INCLINACIONES (GENERALMENTE HACIA EL CENTRO DEL RIO), DESLIZAMIENTO, FALLA DE PARAPETOS EN MUROS, ASENTAMIENTOS DE ACCESOS, FALLA DE ESQUINAS EN MUROS Y GRIETAS (EN LOS EXTREMOS Y EN LA PARTE FRONTAL).
- B) DAÑOS EN PILAS INCLUYENDO ASENTAMIENTOS, INCLINACIONES, VOLCAMIENTO Y FRACTURA.
- C) DAÑOS EN SUPERESTRUCTURA INCLUYENDO FALLAS EN SUS APOYOS, DEFORMACIONES Y DISLOCAMIENTO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE DE SUS ESTRIBOS Y PILAS, Y MOVIMIENTO DE TRABES DEBIDO A FALLAS DE LOS APOYOS LIBRES.
- D) DAÑOS EN TRABES PRINCIPALES INCLUYENDO GRIETAS Y FALLAS POR APLASTAMIENTO EN SUS EXTREMOS (GENERALMEN-

TE EN TRABES DE CONCRETO REFORZADO) DEBIDO A CHOQUES -- CON LOS PAREPETOS DE LOS MUROS DE ESTRIBOS.

E) OTROS DAÑOS SIGNIFICATIVOS INCLUYEN FRACTURAS O FALLA TOTAL EN JUNTAS DE CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO; FALLAS DEBIDAS A FALTA DE REFUERZOS EN PUENTES DE CONCRETO REFORZADO Y FALLAS DEBIDAS A LA INFIMA CALIDAD DEL CONCRETO.

#### 2.1.4 EL SISMO DE TOKACHI-OKI ( 1952 )

UN MAYOR MOVIMIENTO TELURICO OCURRIO EL 4 DE MARZO DE 1952 CON UNA PROFUNDIDAD APROXIMADA DE 45 KM.

LAS PERDIDAS TOTALES EN OBRAS DE INGENIERIA ARROJADAS POR ESTE SISMO FUERON ESTIMADAS ALREDEDOR DE 15 BILLONES DE YENS, DE LOS CUALES 415 MILLONES DE YENS FUERON PARA DAÑOS A CARRETERAS (184) Y CERCA DE 200 MILLONES PARA DAÑOS A PUENTES (128).

LOS PUENTES IMPORTANTES QUE FUERON DAÑADOS POR ESTE TEMBLOR FUERON : MONBETSU, SHIZUNAI, HOROMA Y OTANOSHIKE.

#### 2.1.5 EL SISMO DEL NORESTE DE MIYAGI ( 1962 )

UN SISMO MODERADO, OCURRIO EL 30 DE ABRIL DE 1962. DURANTE ESTE TEMBLOR MUCHAS OBRAS DE INGENIERIA TANTO PUBLICAS COMO PARTICULARES FUERON SERIAMENTE DAÑADAS. -- LAS PERDIDAS TOTALES A CAUSA DE ESTE SISMO SE ESTIMARON EN 4 BILLONES DE YENS; LAS PERDIDAS ESTIMADAS A CAMINOS Y PUENTES CARRETEROS ARROJARON UN COSTO DE 102 MILLONES DE YENS Y 42 RESPECTIVAMENTE. UN TOTAL DE 187 PUENTES SUFRIERON DAÑOS MUY LIGEROS. SOLO DOS PUENTES SUFRIERON DAÑOS CONSIDERABLES EL EAI Y EL KINOH; ESTOS DAÑOS SE PRESENTARON PRINCIPALMENTE EN LOS APOYOS Y EN LA PAR

TE SUPERIOR DE LA SUPERESTRUCTURA. SE OBSERVARON DAÑOS INSIGNIFICANTES POR CHOQUES ENTRE LAS TRABES CONTIGUAS DEL PUENTE EAI.

#### 2.1.6 EL SISMO DE NIIGATA ( 1964 )

ESTE TEBLOR OCURRIO EL 16 DE JUNIO DE 1964, SU EPIFOCO FUE ESTIMADO EN UN RANGO DE 20 A 30 KM. DE PROFUNDIDAD. EN LA TABLA 3 SE DESCRIBE A GRANDES RASGOS EL NUMERO DE PUENTES DAÑADOS DURANTE ESTE SISMO. LAS PERDIDAS TOTALES POR PUENTES CARRETEROS Y CAMINOS FUERON -- APROXIMADAMENTE 1.47 Y 2.34 BILLONES DE YENS RESPECTIVAMENTE. LA MAYOR PARTE DE ESTAS PERDIDAS OCURRIERON CERCA DE NIIGATA.

DESPUES DEL SISMO, TODOS LOS PUENTES CERCANOS A NIIGATA AFECTADOS O NO, FUERON INSPECCIONADOS. EN LA TABLA 4 SE MUESTRAN LOS NOMBRES DE 86 PUENTES LOCALIZADOS -- DENTRO DE UN RADIO DE 60 KM. A PARTIR DEL CENTRO DE LA CD. POR ULTIMO LA TABLA 5 MUESTRA EL NUMERO Y PORCENTAJE EN DAÑOS A COMPONENTES ESTRUCTURALES DE LOS MISMOS.

#### 2.1.7 EL SISMO DE EBINO ( 1968 )

OCURRIO EL 21 DE FEBRERO DE 1968, CON UNA PROFUNDIDAD FOCAL MUY CERCA DE LA SUPERFICIE. DEBIDO A ESTE MOVIMIENTO TELURICO, DIVERSOS PUENTES SUFRIERON FALLAS EN SUS APOYOS, MOVIMIENTOS DE TRABES Y ASENTAMIENTOS ( 5- A 20 CM.) DE LOS ACCESOS DEL CAMINO HACIA LOS PUENTES.

#### 2.1.8 EL SISMO DE TOKACHI-OKI ( 1968 )

OCURRIO EL 16 DE MAYO DE 1968, SU FOCO FUE LOCALIZADO BAJO EL MAR A 140 KM. DE PROFUNDIDAD. DURANTE ES



TE TEMBLOR DIVERSAS OBRAS DE INGENIERIA SUFRIERON SEVEROS DAÑOS; NO SE PRODUJERON DAÑOS MAYORES A ESTRUCTURAS DE PUENTES. LOS DAÑOS ESCASAMENTE APARECIDOS SE PRESENTARON EN PUENTES NO MUY IMPORTANTES, TABLA 6. POR TANTO, LAS PERDIDAS DEBIDAS A ESTAS ESTRUCTURAS FUERON MUY BAJAS EN COMPARACION CON OTRAS ESTRUCTURAS.

DE TODOS LOS DAÑOS OCURRIDOS SOBRE PUENTES JAPONESES SE CONCLUYE LO SIGUIENTE :

PRIMERAMENTE, LA MAYOR PARTE DE LOS DAÑOS EN ELLOS -- PUEDEN SER CLASIFICADOS EN TRES CATEGORIAS :

- 1.- DAÑOS POR DEBILIDAD EN LOS APOYOS.
- 2.- DAÑOS POR DEBILIDAD DE LA SUBESTRUCTURA.
- 3.- DAÑOS POR DEBILIDAD DE LOS SUELOS EN EL LUGAR DE-  
DESPLANTE.

LA MAYOR PARTE DE LAS FALLAS EN LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES DE ESTAS ESTRUCTURAS OBEDECEN A LO SIGUIENTE :

- A) INCLINACIONES, ASENTAMIENTOS, DESPLAZAMIENTOS, -- AGRIETAMIENTO Y VOLCADURA DE LA SUBESTRUCTURA.
- B) DESPLAZAMIENTO, FRACTURA Y DISLOCACION COMPLETA - DE TRABES EN SUS APOYOS.
- C) ROMPIMIENTO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO EN SUS APOYOS.

D) ASENTAMIENTO DE AMBOS ESTRIBOS, ASENTAMIENTO Y DESPLAZAMIENTO DE LOS EXTREMOS DE LOS MUROS DE ESTRIBOS - Y, POR ULTIMO, DERRUMBE DE LOS PARAPETOS DE LOS MUROS DE LOS MISMOS ESTRIBOS.

## 2.2 DAÑOS SISMICOS A PUENTES EN NUEVA GUINEA

UN SISMO DE MAGNITUD 7.1 OCURRIO EL 1° DE NOVIEMBRE DE 1970, EN MADANG, TERRITORIO DE PAPUA NUEVA GUINEA CAUSANDO DAÑOS POR COMPLETO A DOS DE LOS 47 PUENTES LOCALIZADOS EN EL AREA; 16 DE ESTOS SUFRIERON DAÑOS MUY LIGEROS, SIN EMBARGO, 29 FUERON DAÑADOS A TAL GRADO QUE FUERON NECESARIAS REPARACIONES EXCESIVAS.

ASI COMO LOS PUENTES JAPONESES SUFRIERON FUERTES DAÑOS, DE IGUAL MANERA EN ESTE PAIS, LAS CAUSAS ESENCIALES -- FUERON POR FALLA EN LA CIMENTACION DEBIDO A LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR EL SUELO. TAMBIEN AQUÍ, APARECIERON MUCHAS FALLAS POR EMPUJES DE TIERRA ALTOS.

## 2.3 DAÑOS SISMICOS A PUENTES EN CHILE :

UN SISMO MUY FUERTE OCURRIO AL NORTE DE CHILE, EL 8 DE JULIO DE 1971, CON UNA MAGNITUD DE 7.5, EL EPICENTRO - SE LOCALIZO A  $32.45^{\circ}$  S,  $71.58^{\circ}$  W Y EL FOCO A 60 KM. DE PROFUNDIDAD.

DURANTE EL TEMBLOR TRES TRAMOS DEL PUENTE PULLALI CAYERON DE SUS APOYOS. ESTE MISMO PUENTE YA HABIA SUFRIDO DAÑOS POR EL SISMO DE 1965. EL PUENTE NUEVO SOBRE LA RUTA TEJAS VERDES A SANTO DOMINGO Y DOS SECCIONES DEL PUENTE ENTRE LAGUNAS Y PANUELAS TAMBIEN SUFRIERON FUERTES DAÑOS. EN LOS RELLENOS DE LOS ESTRIBOS DE ESTOS - PUENTES SE PRESENTARON ASENTAMIENTOS DEL ORDEN DE 20 A

30 CM. NUEVAMENTE LOS EFECTOS DEL TERRENO ANTES QUE --  
LOS DE VIBRACION, SE CREE QUE FUERON LAS CAUSAS BASI--  
CAS DE LOS DAÑOS.

#### 2.4 DAÑOS SISMICOS A PUENTES EN PERU

AUNQUE HAN OCURRIDO DIVERSOS TEMBLORES EN PERU, SE HA  
CE MENCION AQUI, DE UNO QUE CAUSO DAÑOS LIGEROS A UN --  
PUENTE CARRETERO, (REF. 2).

LA OCURRENCIA DE ESTE SISMO FUE EL 31 DE MAYO DE 1970,  
CAUSANDO FUERTES DAÑOS A OBRAS DE INGENIERIA TANTO PU-  
BLICAS COMO PARTICULARES. ASIMISMO REGISTRO INTENSIDA  
DES HASTA DE VIII COMO MAXIMO.

OTRA ESTRUCTURA QUE SUFRIO UNA FALLA LOCAL FUE EL PUEN  
TE CARRIZAL SOBRE EL RIO CASMA, FORMADO POR ARMADURAS-  
DE PASO INFERIOR DE TRES CLAROS; EN CADA CLARO UNO DE-  
LOS EXTREMOS TENIA UN APOYO, QUE DEBIA PERMITIR LOS MO  
VIMIENTOS LONGITUDINALES PERO LOS CAUSADOS POR EL SIS-  
MO FUERON MAYORES QUE LOS QUE DEBERIA PERMITIR, DE TAL  
SUERTE QUE UN TRAMO DE SUPERESTRUCTURA CAYO LIGERAMEN-  
TE. CABE SEÑALAR QUE EXISTIA UN PUENTE IDENTICO EN --  
LAS PROXIMIDADES DE VIRU Y NO SUFRIO ESTE TIPO DE FA--  
LLA.

#### 2.5 DAÑOS SISMICOS A PUENTES EN MEXICO

TAMBIEN EN MEXICO HAN OCURRIDO DIVERSOS TEMBLORES CON-  
MAGNITUDES SIGNIFICATIVAS, PERO AL IGUAL QUE EN PERU, -  
UNICAMENTE ES DE INTERES EL OCURRIDO EL 30 DE ENERO DE  
1973. EL EPICENTRO SE LOCALIZO A 18.48°N, 102.99°W Y  
SU FOCO A UNA PROFUNDIDAD DE 43 KM. FRENTE A LAS COS--  
TAS DE COLIMA, (REF. 2).

DURANTE EL TEMBLOR, LA MAYOR PARTE DE LOS DAÑOS APARECIERON EN EL ESTADO DE COLIMA Y PARTES DE JALISCO Y MICHOACAN. EN CUANTO A FALLAS A PUENTES SE REGISTRO UNO QUE SE ENCUENTRA SOBRE LA CARRETERA COAHUAYANA-TECOMAN, EN EL CRUCE DEL RIO COAHUAYANA. LA FALLA CONSISTIO EN DISLOCACION Y FRACTURA DE LOS ESTRIBOS.

## 2.6 DAÑOS SISMICOS A PUENTES EN LOS ESTADOS UNIDOS DE AMERICA :

### 2.6.1 EL SISMO DE ALASKA ( 1964 )

DURANTE EL SISMO DE ALASKA DEL 27 DE MARZO DE 1964, NUMEROSOS PUENTES SUFRIERON DAÑOS DE LIGEROS A FUERTES. LA MAYOR PARTE DE ESTOS OCURRIERON EN LA ZONA CENTRAL DE ALASKA EN LAS CARRETERAS QUE ATRAVIESAN LOS RIOS -- GLENN, RICHARDSON, SEWARD, STERLING Y COPPER. EL TIPO DE DAÑOS A ESTAS ESTRUCTURAS FUERON : A) DESLIZAMIENTO E INCLINACIONES DE PILAS, B) FRACTURA DE PILAS Y MUROS DE ESTRIBOS, C) DESPLAZAMIENTOS E INCLINACIONES Y RAJADURA DE LOS PILOTES, D) ASENTAMIENTO DE RELLENOS, E) CORTE Y DOBLEZ DE LOS PERNOS DE ANCLAJE, G) ROTURA DE CONEXIONES Y TOPES DE PLACAS Y H) INCLINACION DE LOS APOYOS. POR LO GENERAL LOS DAÑOS CAUSADOS A LAS SUPERESTRUCTURAS FUERON PRODUCIDAS POR FALLA DE LA SUBESTRUCTURA. DAÑOS MUY LIGEROS SE PRODUJERON POR EFECTOS DE VIBRACION.

### 2.6.2 EL SISMO DE SAN FERNANDO ( 1971 )

UNO DE LOS TEMBLORES MAS DAÑINOS QUE HA SUFRIDO ESTE PAIS POR SU EFECTO EN PUENTES, FUE EL SISMO DE SAN FERNANDO CALIFORNIA EL 9 DE FEBRERO DE 1971, TENIENDO UNA MAGNITUD DE 6.5. EL EPICENTRO SE LOCALIZO A 34° 24' N

y  $118^{\circ} 23.7' 0$ , LA PROFUNDIDAD FOCAL CALCULADA FUE DE 13 KM.

AUNQUE EL SISMO FUE DE MAGNITUD MODERADA, LAS ACELERACIONES DEL TERRENO EN LA VECINDAD INMEDIATA AL EPICENTRO ALCANZARON EL ORDEN DE 0,60 G. UNA COMPONENTE DE ACELERACION DEL SUELO REGISTRADA POR UN ACELEROGRAFO - UBICADO EN LA PRESA PACOIMA, MOSTRO UNA ACELERACION UN POCO MAYOR DE 1,00 G.

EN LA FIG. 11 SE MUESTRA UN PLANO GENERAL DE LA ZONA, LOCALIZANDOSE PUENTES Y PASOS SUPERIORES. LA MAYORIA DE ELLOS FUERON SERIAMENTE DAÑADOS E INCLUSIVE LLEGARON AL COLAPSO TOTAL, POR EJEMPLO, LOS PASOS SUPERIORES 2, 3, 4, 5 Y 7. DAÑOS PARCIALES EN LOS PASOS INFERIORES 9, 35, 38, 36, 50 Y PASO SUPERIOR 37.

LAS CAUSAS PRINCIPALES QUE LLEVARON AL COLAPSO TOTAL DE LOS PASOS SUPERIORES 3, 4 Y 7 SON LAS SIGUIENTES :-  
1) LOS GRANDES MOVIMIENTOS VIBRATORIOS DEL TERRENO INDUCIDOS EN LA SUPERESTRUCTURA POR LAS ALTAS ACELERACIONES HORIZONTALES Y VERTICALES Y 2) LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DEL TERRENO QUE PUDIERON OCURRIR ENTRE EL ESTRIBO Y LOS APOYOS DE LAS COLUMNAS.

POR OTRA PARTE, BASANDOSE EN LAS EXPERIENCIAS DEL SISMO DE SAN FERNANDO, ES INDUDABLE QUE LAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO SERIAN PROPORCIONADAS POR UN ESTUDIO MINUCIOSO DE :

A) JUNTAS DE EXPANSION.- EL COLAPSO DE PASOS SUPERIORES ALTOS SE DEBIO A LOS EXCESIVOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE TRAMOS DE PUENTE Y SUS CORRESPONDIENTES APO

YOS, ESTRIBOS Y JUNTAS DE EXPANSION, DE TAL SUERTE QUE-  
DICHOS TRAMOS DE PUENTE CAYERON FUERA DE SUS APOYOS.

B) PILAS.- LA FALLA A LA ALTURA MEDIA DE PILAS CORTAS-  
FUE OCASIONADA POR FUERZAS CORTANTES TRANSVERSALES, - -  
MIENTRAS QUE LA FALLA EN LOS EXTREMOS DE PILAS ALTAS --  
FUERON PRODUCIDAS POR FLEXION.

C) MENSULAS.- AQUI FIGURO UNA GRAVE ESCASEZ DE ACERO -  
DE REFUERZO QUE LIGARA A LAS MENSULAS CON SUS CORRESPON-  
DIENTES SUPERESTRUCTURAS DE SECCION CAJON.

D) PILOTES DE CIMENTACION.- FALLAS EN LA BASE DE PILAS  
POR AMBOS TIPOS DE APOYO, PILOTES COLADOS IN SITU Y ZA-  
PATAS CUADRADAS CON PILOTES DE CONTROL, MOSTRARON UN --  
INADECUADO ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL.

E) ESTRIBOS Y EXTREMOS DE MUROS.- FALLAS EN ESTRIBOS Y  
EXTREMOS DE MUROS CAUSADOS POR GRANDES FUERZAS DINAMI--  
CAS TRANSMITIDAS POR LOS EMPUJES DE TIERRA DE LOS RELLE-  
NOS Y POR FUERZAS SISMICAS DESARROLLADAS EN LA SUPERES-  
TRUCTURA DEL PUENTE.

CON TODO LO ANTERIORMENTE EXPUESTO, ES MENESTER SUBRA--  
YAR LAS CUANTIOSAS PERDIDAS ECONOMICAS PARA UN PAIS DE-  
TERMINADO ARROJADAS POR EL COLAPSO DE ESTAS ESTRUCTURAS.  
EL HECHO DE QUE UN PUENTE SE ENCUENTRE EN RUINAS TOTAL-  
MENTE O FUERTEMENTE DAÑADO, IMPLICA SERIOR TRASTORNOS -  
EN LA COMUNICACION Y POR CONSIGUIENTE EN LA ECONOMIA Y  
TRANSPORTACION DE LA ZONA AFECTADA. POR TODO ESTO, LAS  
PERDIDAS PARA UN PAIS DETERMINADO ASCIENDEN A CIENTOS -  
DE MILLONES DE PÉSOES, YA SEA EN LA RECONSTRUCCION DE --  
LAS MISMAS, Y TODAVIA MAS, SI SE TRATA DE REPOSICION --  
INTEGRA DE LA ESTRUCTURA O ESTRUCTURAS (ASI ANTERIOR- -

MENTE, SE PLANTEO EL CASO DEL JAPON QUE HA SIDO UNO-  
DE LOS PAISES QUE MAS HA SUFRIDO CUANTIOSAS PERDIDAS -  
ECONOMICAS A CONSECUENCIA DEL COLAPSO DE SUS PUENTES).

### 3. ANALISIS SISMICOS DE PUENTES

COMO PUEDE APRECIARSE DE LO PLANTEADO EN EL CAPITULO ANTERIOR, ES DE VITAL IMPORTANCIA DISEÑAR ADECUADAMENTE LOS PUENTES, PARA QUE SEAN CAPACES DE SOPORTAR LOS EFECTOS DESTRUCTIVOS PROVOCADOS POR LA ACCION DE LOS SISMOS. POR LO ANTERIOR, SE DESARROLLAN METODOS Y CRITERIOS DE DISEÑO DESDE UN PUNTO DE VISTA PRACTIVO Y AL PROPIO TIEMPO CIENTIFICO QUE CONDUZCAN A OBTENER ESTRUCTURAS ECONOMICAS Y SEGURAS, EVIDENTEMENTE CAPACES DE SOPORTAR ESTOS EFECTOS SISMICOS.

ES FUNDAMENTAL EN NUESTRO PAIS, REALIZAR UN ANALISIS SISMICO ADECUADO DE ESTAS ESTRUCTURAS YA QUE POR MEDIO DE DICHO PROCESO PODEMOS CUANTIFICAR LO MAS CERCANO A LA REALIDAD LOS EFECTOS O FUERZAS PRODUCIDAS POR UN SISMO DETERMINADO Y DE ESTA MANERA DISEÑAR PUENTES QUE RESISTAN A DICHAS ACCIONES.

POR TODO ESTO, ESTE TRABAJO PRETENDE DESARROLLAR EL ANALISIS SISMICO DE ESTAS ESTRUCTURAS CON LA FINALIDAD DE OBTENER UN DISEÑO SEGURO Y ECONOMICO.

#### 3.1 CLASIFICACION DE LOS PUENTES PARA SU ANALISIS

EN UNA AMPLIA INVESTIGACION DE PUENTES PARA ENCONTRAR METODOS DE DISEÑO Y PROPORCIONAR ESTRUCTURAS RESISTENTES A PERTURBACIONES SISMICAS, EL CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA SISMICA DE LA UNIVERSIDAD DE BERKELEY EN CALIFORNIA, EUA, AUSPICIADO POR EL DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION Y LA NATIONAL SCIENCE FOUNDATION, SE PRINCIPIO ESTUDIANDO LOS EFECTOS EN PUENTES ASIGNADOS POR EL SISMO DE SAN FERNANDO, CALIFORNIA, DE 1971 (REF. 3 Y 4).



CON BASE EN ESTOS ESTUDIOS, LOS INVESTIGADORES DE DICHO CENTRO DE INVESTIGACIONES, OBSERVARON QUE CIERTOS TIPOS DE PUENTES CARRETEROS FUERON SUSCEPTIBLES A DAÑOS PROVOCADOS POR FUERTES EFECTOS VIBRATORIOS DEL TERRENO. ESTE FACTOR VINO A SER MUY EVIDENTE DURANTE DICHO SISMO, CUANDO NUMEROSOS PUENTES DE CONCRETO REFORZADO SUFRIERON DAÑOS MUY SEVEROS.

EN FUNCION DE LO ANTERIOR Y PARA FINES DE ANALISIS, SE PROPUSIERON DOS CLASIFICACIONES :

- 1) PUENTES DE TRAMOS MULTIPLES LARGOS.
- 2) PUENTES SENCILLOS O DE TRAMOS MULTIPLES CORTOS.

### 3.1.1 PUENTES DE TRAMOS MULTIPLES LARGOS

EN GENERAL SUELEN SER, CASI SIEMPRE, DE DOS FORMAS YA SEAN RECTOS O CURVOS PROVISTOS DE PLATAFORMA DE SECCION EN CAJON, CONTINUOS, DE CONCRETO REFORZADO (SUPER ESTRUCTURA DEL PUENTE), SOPORTADOS POR COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO Y ESTRIBOS DIAFRAGMA (SUBESTRUCTURA DEL PUENTE). LA SUPERESTRUCTURA, QUE ES CONTINUA SOBRE TODOS LOS TRAMOS PRINCIPALES, SUELE TENER JUNTAS DE EXPANSION INTERMEDIAS, UNIDAS POR PERNOS ADYACENTES EN TODOS LOS TRAMOS. LA DISCONTINUIDAD ESTRUCTURAL DE ESTE TIPO DE PUENTES RESULTA DE LA PRESENCIA DE DICHAS JUNTAS Y, POR ENDE, LA RIGIDEZ LATERAL DEL SISTEMA PUENTE-CONTINUO SE VE AMPLIAMENTE REDUCIDA. CONSECUENTEMENTE LA RESISTENCIA LATERAL DE LA ESTRUCTURA ES PROPORCIONADA PRINCIPALMENTE POR LOS APOYOS DE LAS COLUMNAS. ES MUY IMPORTANTE NOTAR LOS EFECTOS DE INTERACCION ESTRUCTURA-CIMENTACION, PUDIENDO SER RELATIVAMENTE PEQUEÑOS PARA PUENTES ALTOS Y MUY GRANDES PARA PUENTES BAJOS EN CASO DE QUE ESTOS EFECTOS DEBAN SER IN-

CLUIDOS EN EL ANALISIS. EN ALGUNAS OcasIONES, LAS RESPUESTAS DINAMICAS DE LOS RELLENOS DE ESTRIBOS TIENEN EFECTOS INSIGNIFICANTES SOBRE LA RESPUESTA DINAMICA TOTAL.

DURANTE UN FUERTE SISMO, LA ESTRUCTURA DE LOS TRAMOS MULTIPLES LARGOS DE ESTE TIPO DE PUENTES, PUEDEN DESARROLLAR GRANDES AMPLITUDES DE OSCILACION LLEGANDO A CAUSAR CONSIDERABLES CICLOS DE DEFORMACION INELASTICA EN LAS COLUMNAS. ASIMISMO, CICLOS DE DESLIZAMIENTO QUE PUEDEN TOMAR EN PARTE LAS JUNTAS DE EXPANSION CAUSANDO MULTIPLES IMPACTOS Y OCURRIR SEPARACIONES. PARA MAYOR COMPRESION DE ESTE TIPO DE PUENTES EN LA FIG. 12 SE MUESTRA UN EJEMPLO TIPICO DONDE PUEDE APRECIARSE CON FACILIDAD LOS GRANDES CLAROS QUE PRESENTA, LA SUPERESTRUCTURA DE SECCION CAJON, JUNTAS DE EXPANSION, PILAS, ESTRIBOS, ETC.

### 3.2.1 PUENTES SENCILLOS O DE TRAMOS MULTIPLES CORTOS

VOLVIENDO NUESTRA ATENCION A LA SEGUNDA CLASE DE PUENTES; PUENTES SENCILLOS O DE TRAMOS MULTIPLES CORTOS, ES INDUDABLE QUE LOS EFECTOS DE INTERACCION ESTRUCTURA CIMENTACION INFLUYAN FUERTEMENTE EN LAS CARACTERISTICAS DE RESPUESTA SISMICA DE ESTAS ESTRUCTURAS. PUESTO QUE LA FALTA DE JUNTAS DE EXPANSION INTERMEDIAS, LA RESPUESTA DE LA SUPERESTRUCTURA ESENCIALMENTE ES COMO LA DE UN CUERPO RIGIDO, TRANSMITIENDO LAS CARGAS SISMICAS A LA CIMENTACION A TRAVES DE PILAS Y ESTRIBOS.

POR OTRA PARTE, LA RESPUESTA SISMICA DE LOS RELLENOS DE ESTRIBOS, PUEDE ESTAR EN FASE CON LA DE SUPERESTRUCTURA, DE TAL MANERA QUE LAS GRANDES PRESIONES DINAMICAS ACTIVAS DESARROLLADAS, SON ADITIVAS A LAS FUERZAS-

SISMICAS DE LA SUPERESTRUCTURA, AMPLIFICANDOSE LA RESPUESTA DINAMICA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL. EN EL CASO DE QUE LA ESTRUCTURA FUESE ESVAJADA, COMO SUELE OCURRIR EN ALGUNAS OCASIONES, LAS FUERZAS ACTIVAS EN LOS ESTRIBOS PUEDEN DESARROLLAR MOMENTOS TORSIONANTES ALREDEDOR DE UN EJE VERTICAL UBICADO EN EL CENTRO DEL PUENTE. FRECUENTEMENTE DICHS MOMENTOS VIENEN A SER SUFICIENTEMENTE GRANDES, CAUSANDO FALLAS EN PILAS Y ESTRIBOS. EN LA FIG. 13, SE PRESENTA UN PUENTE SENCILLO EN DONDE PUEDEN APRECIARSE SUS PEQUEÑOS CLAROS, ASI COMO TAMBIEN LAS PARTES ESTRUCTURALES QUE LO CONSTITUYEN.

### 3.2 ANALISIS DINAMICO

EN ESTA SECCION SE ESTABLECE LA ECUACION GENERAL DE MOVIMIENTO PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES CON PARAMETROS DISCRETOS, ASI COMO EL METODO UTILIZADO PARA RELACIONAR SUS MATRICES DE RIGIDEZES, MASAS Y AMORTIGUAMIENTOS. ADEMAS SE PLANTEAN DOS SOLUCIONES PARA DICHA ECUACION, ES DECIR, EL METODO DE SUPERPOSICION MODAL Y EL METODO DE INTEGRACION PASO A PASO.

EL CONCEPTO DE PARAMETROS DISCRETOS, SE FUNDAMENTA EN QUE LA MASA DISTRIBUIDA DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL SE TRATA COMO CONCENTRADA EN UN NUMERO ADECUADO DE PUNTOS Y SE DEFINEN ELEMENTOS DE CONEXION ENTRE ELLOS, PUEDE DECIRSE QUE EL COMPORTAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA DISCRETA SE ACERCA AL DEL SISTEMA CONTINUO CORRESPONDIENTE, CON TANTA APROXIMACION COMO SE DESEE, SEGUN EL NUMERO DE MASAS ELEGIDAS; PARA FINES DE ESTE TRABAJO SE UTILIZA ESTE CONCEPTO DE DISCRETIZACION DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE CONCENTRACIONES DE MASAS.

### 3.2.1 ECUACION DE MOVIMIENTO

LA ECUACION GENERAL DE MOVIMIENTO QUE EXPRESA EL EQUI LIBRIO DINAMICO, EN UN TIEMPO T, PARA UN SISTEMA DE N GRADOS DE LIBERTAD PUEDE SER REPRESENTADA EN FORMA MATRICIAL. REFS.(3, 4 Y 5).

$$M \ddot{X}_T + C_T \dot{X}_T + K_T X_T = P (T) \quad (1)$$

DONDE M,  $C_T$  Y  $K_T$  SON LAS MATRICES DE MASAS, AMORIGUAMIENTOS Y RIGIDEZES, RESPECTIVAMENTE, Y  $P (T)$  ES EL VECTOR DE CARGAS DINAMICAS. LOS VECTORES  $\ddot{X}_T$ ,  $\dot{X}_T$  Y  $X_T$  SON LAS ACELERACIONES, VELOCIDADES Y DESPLAZAMIENTOS, DEL SISTEMA RESPECTIVAMENTE.

#### 3.2.1.1 MATRIZ DE MASAS

LA MASA CONTINUA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL TOTAL, PARA EL CASO ESPECIFICO DE PUENTES, PUEDE SER MODELADA EN FORMA DISCRETA, POR ELEMENTOS DE MASAS CONCENTRADAS EN LOS EXTREMOS DE SUS PUNTOS NODALES. LA DISCRETIZACION DE MASAS SE OBTIENE ASIGNANDO UN VOLUMEN TRIBUTARIO A CADA PUNTO DISCRETO EN DONDE SE DESEE UNA CONCENTRACION. CONFORME A DICHO PROCEDIMIENTO SE GENERA UNA MATRIZ DE MASAS CON LA PARTICULARIDAD DE QUE CADA UNO DE LOS VALORES DE LAS MASAS CONCENTRADAS SE ENCUENTRA ALOJADO EN LA DIAGONAL PRINCIPAL DE LA MATRIZ, Y FUERA DE ESTA ELEMENTOS CON VALORES NULOS. POR TANTO LA REPRESENTACION SIMBOLICA DE ESTA MATRIZ DIAGONAL.

$$M = \sum_{i=1}^N M_i \text{ - - - - - (2)}$$

DONDE N ES EL NUMERO DE CONCENTRACIONES DE MASA, I - -  
GUAL AL DE GRADOS DE LIBERTAD DEL SISTEMA.

### 3.2.1.2 MATRIZ DE RIGIDECES

PARA OBTENER LA MATRIZ DE RIGIDECES DE UN SISTEMA ES-  
TRUCTURAL; EN ESTE TRABAJO, SE EMPLEARAN LOS TRES - -  
PRINCIPIOS EN LOS QUE SE FUNDAMENTA EL ANALISIS DE ES-  
TRUCTURAS DE COMPORTAMIENTO ELASTICO LINEAL. (REF. 6),  
ESTO ES

1.- PRINCIPIO DE CONTINUIDAD  $E = [A]^T X \text{ - - - (3)}$

2.- LEY DE HOOKE  $F = [K] E \text{ - - - (4)}$

3.- EQUILIBRIO  $P = [A] F \text{ - - - (5)}$

DONDE :

[A] ES LA MATRIZ DE EQUILIBRIO DEL SISTEMA (Np x Nf)

Np ES EL NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUC-  
TURA.

Nf ES EL NUMERO TOTAL DE MOMENTOS INTERNOS QUE APA-  
RECEN EN LOS EXTREMOS DE CADA MIEMBRO DE LA ES-  
TRUCTURA, DEBIDO A UN GIRO O DESPLAZAMIENTO, PRO-  
DUCIDO EN CADA GRADO DE LIBERTAD.

[K] ES LA MATRIZ DE RIGIDECES DE MIEMBROS ( $N_f \times N_f$ ).

EN ESTE TRABAJO UNICAMENTE SE CONSIDERAN EFECTOS DE FLEXION. DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES DE APOYO DE CADA MIEMBRO CORRESPONDERA SU MATRIZ DE RIGIDECES, ES TO ES, RIGIDEZ DE MIEMBROS DOBLEMENTE EMPOTRADOS FIG. 14 A, RIGIDEZ MODIFICADA PARA MIEMBROS LIBREMENTE APOYADOS EN EL EXTREMO I Y EMPOTRADOS EN EL EXTREMO J, - FIG. 14 B, Y RIGIDEZ MODIFICADA PARA MIEMBROS EMPOTRADOS EN EL EXTREMO I Y LIBREMENTE APOYADOS EN EL EXTREMO J FIG. 14 C.

EN FORMA GENERAL SE TENDRAN MATRICES  $K_i$ , COMO NUMERO-DE MIEMBROS CONTENGA EL SISTEMA ESTRUCTURAL. EN FORMA SIMBOLICA LA MATRIZ DE RIGIDECES DE MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA RESULTA.

$$K_T = \sum_{i=1}^N K_i I \text{ --- --- --- --- --- (6)}$$

X ES EL VECTOR DE GIROS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA UNO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD ( $N_p \times 1$ ).

E ES EL VECTOR QUE REPRESENTA LAS DEFORMACIONES (GIROS) EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS ( $N_f \times 1$ )

F ES EL VECTOR DE FUERZAS INTERNAS GENERADAS EN LOS EXTREMOS DE CADA MIEMBRO. ( $N_f \times 1$ ).

P ES EL VECTOR DE FUERZAS EXTERNAS APLICADAS EN LOS NUDOS.

POR OTRA PARTE SUSTITUYENDO EN LA ECUACION (5), LAS-  
ECUACIONES (3) Y (4) SE TIENE.

$$P = [A] [K] [A]^T x \text{ - - - - - (7)}$$

DONDE  $[K] = [A] [k] [A]^T$

ESTO IMPLICA  $P = [K] x \text{ - - - - - (7')}$

A LA MATRIZ  $[K]$  ES LA QUE SE CONOCE COMO LA "MATRIZ-  
DE RIGIDEZES DE LA ESTRUCTURA" ( NP X NP).

PARA OBTENER LOS GIROS Y DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTU-  
RA ES MENESTER RESOLVER LA ECUACION (7').

$$x = [K]^{-1} P \text{ - - - - - (8)}$$

EN DONDE  $[K]^{-1}$  ES LA MATRIZ\* DE RIGIDEZES INVERSA Y  
POR DEFINICION RESULTA SER LA MATRIZ DE FLEXIBILIDA-  
DES DE LA ESTRUCTURA, ESTO ES,

$$[K]^{-1} = [D]$$

PARA CALCULAR LAS DEFORMACIONES O GIROS (E) EN LOS EX-  
TREMOS DE LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA, BASTARA CON-  
SUSTITUIR EN LA ECUACION (3) EL RESULTADO OBTENIDO DE  
LA ECUACION (8). ASIMISMO PUEDE OBTENERSE EL VECTOR-  
DE FUERZAS INTERNAS (F) APLICANDO SIMPLEMENTE LA ECUA-  
CION (4).

POR ULTIMO LA SOLUCION FINAL DE CUALQUIER SISTEMA ES-  
TRUCTURAL, EN GENERAL, SERA

$$F \text{ FINAL} = F - P_I$$

EN DONDE  $P_I$  ES EL VECTOR QUE REPRESENTA AL ESTADO INICIAL DE LA ESTRUCTURA, ES DECIR, CONTIENE LAS FUERZAS DE FIJACION O EMPOTRAMIENTO APLICADAS EN CADA UNO DE LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS ( $N \times 1$ ).

### 3.3.1.3 MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO

LA MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES, EN GENERAL, PUEDE SER REPRESENTADA DE UNA MANERA SIMBOLICA COMO SIGUE (REF. 3, 4 Y 5.)

$$[C_T] = \sum_{I=1}^N C_{TI} \text{ --- (9)}$$

$$\text{DONDE } C_{TI} = \alpha_I M_I + \beta_I K_{TI} \text{ --- (10)}$$

AHORA BIEN, SI SE TRATA DE ESTRUCTURAS CONSIDERANDO QUE SU COMPORTAMIENTO ES ELASTICO LINEAL, LA ECUACION DE AMORTIGUAMIENTO SERA.

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \text{ --- (11)}$$

DONDE  $\alpha$  Y  $\beta$  SON DOS ESCALARES QUE PUEDEN SER CALCULADOS CONSIDERANDO UNICAMENTE LOS DOS PRIMEROS MODOS DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA, ESTO ES.

$$\alpha = \frac{2 w_1 w_2 (\xi_2 w_1 - \xi_1 w_2)}{(w_1^2 - w_2^2)} \text{ --- (12)}$$



$$\beta = \frac{2 (\xi_1 w_1 - \xi_2 w_2)}{(w_1^2 - w_2^2)} \quad \text{--- (13)}$$

EN GENERAL LA RELACION DE AMORTIGUAMIENTO PARA EL ENESIMO MODO DE VIBRAR SERA

$$\xi_N = \frac{\alpha + \beta w_N^2}{2 w_N} \quad \text{--- (13')}$$

DONDE  $\xi_1$  Y  $\xi_2$  SON PORCENTAJES DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO EN EL MODO 1 Y 2, RESPECTIVAMENTE, Y  $w_1$  Y  $w_2$  SON LAS FRECUENCIAS CIRCULARES CORRESPONDIENTES.

### 3.2.2 VIBRACION LIBRE SIN AMORTIGUAMIENTO

CUANDO SE PRETENDE ANALIZAR ESTRUCTURAS SUPONIENDO -- QUE SU COMPORTAMIENTO ES LINEAL, LA SOLUCION DE LA -- ECUACION (1) PUEDE SER OBTENIDA CON  $C$  Y  $P = 0$ , -- DANDO COMO RESULTADO EL CASO DE VIBRACION LIBRE SIN-AMORTIGUAMIENTO. LA ECUACION DIFERENCIAL QUE RIGE - EL MOVIMIENTO ES (REF. 7),

$$M \ddot{x}_M + K_M x_M = 0 \quad \text{--- (14)}$$

0

$$D_M M \ddot{x}_M + x_M = 0 \quad \text{--- (14')}$$

LAS ECUACIONES (14) Y (14') MUESTRAN LAS DOS MANERAS-- DE EXPRESAR LA ECUACION DIFERENCIAL PARA ESTE MOVIMIENTO, Y EN ESTE TIPO DE ESTRUCTURAS (CON MASAS CONCENTRA

DAS). LOS TERMINOS INTRODUCIDOS EN AMBAS ECUACIONES SON  $K_M$  Y  $D_M$ , SIENDO "LA MATRIZ DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA DE RIGIDECES Y DE FLEXIBILIDADES" RESPECTIVAMENTE.

SI A LA VIBRACION LIBRE SE LE ASOCIA UN MOVIMIENTO - ARMONICO, ES DECIR,  $X_M = \text{Cos}( \omega t - \alpha ) \{ \theta \}$  Y SE DERIVA ESTA ECUACION DOS VECES CON RESPECTO AL TIEMPO Y SE SUSTITUYEN DICHAS DERIVADAS EN LAS ECUACIONES (14) Y (14') SE TIENE

$$0 \quad (K_M - M \omega^2) \{ \theta \} = 0 \quad \text{--- (15)}$$

$$( \omega^2 D_M M - I ) \{ \theta \} = 0 \quad \text{--- (15')}$$

DONDE I ES LA MATRIZ IDENTIDAD,  $\omega$  LA FRECUENCIA CIRCULAR DE LA VIBRACION NO AMORTIGUADA Y  $\{ \theta \}$  ES EL VECTOR DE FORMAS MODALES. LAS ECUACIONES (15) Y (15')- ADMITEN SOLUCIONES DISTINTAS DE LA TRIVIAL Y PARA ELLO ES MENESTER QUE

$$\text{DET} \left| K_M - M \omega^2 \right| = 0 \quad \text{--- (16)}$$

0

$$\text{DET} \left| \omega^2 D_M M - I \right| = 0 \quad \text{--- (16')}$$

DE LA ECUACION (16) O (16'), SE OBTENDRA UN POLINOMIO DE GRADO N DENOMINADO POLINOMIO CARACTERISTICO ; LAS RAICES DE DICHO POLINOMIO CORRESPONDEN A LAS FRECUENCIAS CIRCULARES CUADRADAS ( $\omega^2$ ) Y POR CONSIGUIENTE A LOS DISTINTOS MODOS DE VIBRACION. PARA CA

DA VALOR DE  $w^2$  SE SUSTITUYE YA SEA EN LA ECUACION - (16) O (16') Y SE VALUA PARA LOS DIFERENTES VECTORES DE FORMA  $\{\theta\}$  (MODOS DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA).

EL PRIMER MODO (FUNDAMENTAL) CORRESPONDE AL VALOR -- MAXIMO DEL PERIODO. SE CARACTERIZA PORQUE LA CONFIGURACION DEL MODO NO PRESENTA NINGUN PUNTO DE INFLEXION. AL PASAR AL SEGUNDO Y TERCER MODOS, EL PERIODO DECRECE Y EL NUMERO DE PUNTOS DE INFLEXION AUMENTA A UNO Y DOS, RESPECTIVAMENTE. DE MANERA SEMEJANTE SE PUEDE GENERALIZAR PARA UNA ESTRUCTURA CON N MASAS Y SUS CORRESPONDIENTES N MODOS DE VIBRAR, COMO - EN EL CASO ESPECIFICO DE PUENTES.

ANTES DE PROSEGUIR CON LA OBTENCION DE LOS VALORES Y VECTORES CARACTERISTICOS, ES IMPORTANTE DEFINIR LA - MANERA COMO SE PUEDE OBTENER  $K_M$  Y  $D_M$  RESPECTIVAMENTE.

PARA LA VIBRACION LIBRE DE ESTRUCTURAS CON MASAS CONCENTRADAS SE HAN PRESENTADO DOS FORMAS DIFERENTES DE DESCRIBIR LA ECUACION DIFERENCIAL DE MOVIMIENTO, ESDECIR, YA SEA QUE INTERVENGA LA MATRIZ DE RIGIDECES-  $K_M$  O LA DE FLEXIBILIDADES  $D_M$ . ESTAS MATRICES DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA DEPENDEN UNICAMENTE DE LA -- GEOMETRIA Y DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LA ES -- TRUCTURA Y PUEDEN SER DERIVADAS DE LA MATRIZ DE RIGIDECES GLOBAL DE LA ESTRUCTURA  $[K] = [A K A^T]$ , DE TAL MANERA QUE LOS DESPLAZAMIENTOS EN LAS MASAS CONCENTRADAS EN MOVIMIENTO PUEDAN ESTAR INCLUIDAS EN -- LOS GRADOS DE LIBERTAD.

PARA MOSTRAR LA FORMA EN QUE SE OBTIENEN ESTAS MATRICES DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA, CONSIDERESE LA ES

STRUCTURA DE LA FIG. 15 A EN LA QUE HAY TRES MASAS CONCENTRADAS. SI LOS PUNTOS 1, 2 Y 3 SON CONSIDERADOS COMO TRES NUDOS, FIG. 15 B EL TOTAL DE GRADOS DE LIBERTAD SERA DE 7, TAL COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 15 C. NOTE QUE EL CUARTO Y QUINTO GRADO DE LIBERTAD COINCIDEN CON LA DIRECCION POSITIVA DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LAS MASAS CONCENTRADAS.

ASIGNANDO

$$P_0 = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{bmatrix} ; \quad X_0 = \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{bmatrix}$$

$$P_M = \begin{bmatrix} P_5 \\ P_6 \\ P_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_{M1} \\ P_{M2} \\ P_{M3} \end{bmatrix} ; \quad X_M = \begin{bmatrix} X_5 \\ X_6 \\ X_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_{M1} \\ X_{M2} \\ X_{M3} \end{bmatrix}$$

$P_0$  ES EL VECTOR DE LOS MOMENTOS EXTERNOS APLICADOS EN CADA UNO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD,  $X_0$  ES EL VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS O GIROS PRODUCIDOS EN CADA UNO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD DEBIDOS A  $P_0$ ,

$P_M$  ES EL VECTOR DE LAS FUERZAS EXTERNAS QUE HAY QUE APLICAR EN CADA UNO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD PARA PROVOCAR UN DESPLAZAMIENTO UNITARIO Y  $X_M$  ES EL VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS PRODUCIDOS POR  $P_M$  EN CADA UNO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD.

CON BASE A LA FIG.15 Y RECORDANDO QUE  $[K] = [A K A^T]$  SE TIENE EN FORMA DESARROLLADA

$$[A K A^T] = [K] (N_P X N_P) = \begin{array}{c|cc} \begin{array}{c} P \\ \hline X \\ \hline P_0 \\ \hline P_M \end{array} & \begin{array}{c} X_0 \\ \hline X_M \end{array} & \\ \hline & \begin{array}{cc} K_1 & K_2 \\ \hline K_3 & K_4 \end{array} & \end{array} \quad \text{---(17)}$$

POR OTRO LADO, POR DEFINICION LA INVERSA DE LA MATRIZ DE RIGIDECES ES LA DE FLEXIBILIDADES, ESTO ES - - -

$$[K]^{-1} = [D], \text{ ES DECIR.}$$

$$[A K A^T]^{-1} = [D] (N_P X N_P) = \begin{array}{c|cc} \begin{array}{c} X \\ \hline P \\ \hline X_0 \\ \hline X_M \end{array} & \begin{array}{c} P_0 \\ \hline P_M \end{array} & \\ \hline & \begin{array}{cc} D_1 & D_2 \\ \hline D_3 & D_4 \end{array} & \end{array} \quad \text{---(17')}$$

LAS ECUACIONES (17) Y (17') QUE SE ENCUENTRAN REPRESENTADAS EN FORMA MATRICIAL, PUEDEN ESCRIBIRSE TAMBIEN EN FORMA AUMENTADA DE LA SIGUIENTE MANERA.

$$P_0 = [K_1] X_0 + [K_2] X_M \quad \text{--- (17A)}$$

$$P_M = [K_3] X_0 + [K_4] X_M \quad \text{--- (17B)}$$

Y

$$X_0 = [D_1] P_0 + [D_2] P_M \quad \text{--- (17'A)}$$

$$X_M = [D_3] P_0 + [D_4] P_M \quad \text{--- (17'B)}$$

EN EL CASO DE EXCITACION SISMICA  $P_0 = 0$ , DESPEJANDO DE

(17A)  $X_0$  Y SUSTITUYENDO EN (17B), SE TIENE.

$$P_M = \left( \begin{bmatrix} K_4 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} K_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_2 \end{bmatrix} \right) X_M \quad \text{---- (18)}$$

AHORA HACIENDO LO MISMO PARA LA ECUACION (17'B), EN-  
DONDE UNICAMENTE ES DE INTERES  $X_M$ , SE TIENE.

$$X_M = \begin{bmatrix} D_4 \end{bmatrix} P_M \quad \text{--- (18')}$$

SABEMOS QUE POR LOS TRES PRINCIPIOS EN LOS QUE SE DA  
SA EL ANALISIS ESTRUCTURAL, PUEDE ESTABLECERSE QUE.

$$P_M = \begin{bmatrix} K_M \end{bmatrix} X_M \quad \text{--- (19)}$$

Y

$$X_{M1} = \begin{bmatrix} D_M \end{bmatrix} P_{M1} \quad \text{--- (19')}$$

SI SE COMPARA LA ECUACION (18) CON (19) Y (18') CON-  
(19') RESPECTIVAMENTE, PUEDE INFERIRSE QUE.

$$\begin{bmatrix} K_M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_4 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} K_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_2 \end{bmatrix} \quad \text{--- (20)}$$

$$\begin{bmatrix} D_M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_4 \end{bmatrix} \quad \text{--- (20')}$$

LAS ECUACIONES (20) Y (20') INDICAN DOS MANERAS DE -  
CALCULAR LA MATRIZ DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA DE-  
FLEXIBILIDADES  $\begin{bmatrix} D_{r1} \end{bmatrix}$ : 1. POR EL CALCULO DE  $\begin{bmatrix} K_M \end{bmatrix}$   
PROCEDENTE DE

$$\begin{bmatrix} K_M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_4 - K_2^T K^{-1} K_2 & K_2 \end{bmatrix}$$

Y ENTONCES INVERTIR LA MATRIZ  $\begin{bmatrix} K_M \end{bmatrix}$ ; O 2. POR INVER-  
SION DE LA MATRIZ  $\begin{bmatrix} A & K & A^T \end{bmatrix}$  DE LA ESTRUCTURA Y TO-  
MAR LA SUBMATRIZ  $\begin{bmatrix} D_{r1} \end{bmatrix}$  UBICADA EN LA ESQUINA INFE-

RIOR DERECHA. EL SEGUNDO METODO RESULTA SER MAS DIRECTO DE OPERAR Y ESTO ES FACTIBLE, SI SE CUENTA CON CAPACIDAD DE MEMORIA DE UNA COMPUTADORA, A NO SER QUE DICHA DISPONIBILIDAD DE MEMORIA REPRESENTA UN PROBLEMA. PARA FINES DE ESTE TRABAJO SE UTILIZARA LA SEGUNDA ALTERNATIVA.

SE HA HECHO MAS HINCAPIE EN LA OBTENCION DE LA MATRIZ DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA DE FLEXIBILIDADES  $[DM]$ , DEBIDO A LA UTILIZACION QUE SE LE DARA POSTERIORMENTE.

UNA VEZ PRESENTADA LA MANERA COMO SE OBTIENEN LAS MATRICES DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA  $[KM]$  Y  $[DM]$ , SE PROSEGUIRA CON LA OBTENCION DE LOS VALORES Y VECTORES CARACTERISTICOS ( $w^2$  Y  $\{0\}$  RESPECTIVAMENTE).

EN GENERAL CUANDO EL NUMERO DE MASAS CONCENTRADAS ES GRANDE, RESULTA IMPRACTICO Y DIFICIL RESOLVER LAS RAICES DE UN POLINOMIO DE ALTO GRADO (RECORDAR EL DESARROLLO DE LAS ECUACIONES 16 Y 16'). DEBIDO A ESA DIFICULTAD, A CONTINUACION SE PRESENTA UN METODO MATRICIAL ITERATIVO, POR MEDIO DEL CUAL SE PUEDEN OBTENER LOS VALORES Y VECTORES CARACTERISTICOS.

### 3.2.2.1 CALCULO DE FRECUENCIA Y MODO DE VIBRAR.

PROBABLEMENTE UNO DE LOS METODOS MAS EXPEDITOS PARA CALCULO MANUAL DE FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRAR DE SISTEMAS ESTRUCTURALES, SEA EL METODO ITERATIVO DESARROLLADO POR STODOLA, QUE SE BASA EN LA ECUACION (15') Y QUE TAMBIEN PUEDE ESCRIBIRSE DE LA SIGUIENTE MANERA (REFS. 5 Y 7):

$$\{\vartheta_N\} = W^2 [D_M \ M] \{\vartheta_N\} \quad \text{---} \quad (21)$$

EL PRODUCTO MATRICIAL  $[D_M \ M]$  DE ESTA ECUACION REPRESENTA LAS PROPIEDADES DINAMICAS DE LA ESTRUCTURA; POR ESTA RAZON A DICHO PRODUCTO SUELE LLAMARSELE "MATRIZ DINAMICA DEL SISTEMA",

COMO PUEDE APRECIARSE, LA MATRIZ DINAMICA, RESULTA SER RELATIVAMENTE FACIL DE OBTENER DEBIDO A QUE ANTERIORMENTE SE PRESENTARON LOS PROCEDIMIENTOS PARA CALCULAR LA MATRIZ DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA DE FLEXIBILIDADES ( $D_M$ ) Y LA MATRIZ DE MASAS ( $M$ ), ESTO ES, RECORDANDO LA ECUACION (20'); SE TIENE

$$[D_M \ M] = [D_4 \ M] \quad \text{---} \quad (22)$$

UNA VEZ DEFINIDA LA MATRIZ DINAMICA SE PROCEDE A CALCULAR LOS MODOS DE VIBRAR Y POR CONSIGUIENTE SUS FRECUENCIAS CIRCULARES, MEDIANTE LA ECUACION (21); SUPONIENDO EN EL MIEMBRO DERECHO UN VECTOR DE CONFIGURACIONES MODAL Y CALCULANDO EN EL MIEMBRO IZQUIERDO LA CONFIGURACION CORRESPONDIENTE. EN EL CASO DE QUE SE HAYA SUPUESTO LA CONFIGURACION CORRECTA, EN EL MIEMBRO IZQUIERDO SE OBTENDRA ESTA MISMA; EN CASO CONTRARIO EL VECTOR OBTENIDO SE NORMALIZARA Y VENDRA A SER NUEVAMENTE UNA DE LAS CONFIGURACIONES SUPUESTAS HASTA CONSEGUIR QUE AL CABO DE ALGUNAS ITERACIONES SE SATISFAGA LA IGUALDAD, DE ACUERDO CON EL CRITERIO DE CONVERGENCIA.



### PRIMER MODO (O FUNDAMENTAL)

AL COMIENZO DE LA ITERACION TODAS LAS AMPLITUDES --  $\{\theta_1\}$  SE CONSIDERAN IGUAL A LA UNIDAD; DESPUES SE OBTIENEN LOS DESPLAZAMIENTOS MODALES  $(D_M M) \{\theta_1\}$  CALCULADOS Y SE NORMALIZAN. EN EL SIGUIENTE CICLO ESTOS DESPLAZAMIENTOS NORMALIZADOS VIENEN A SER LAS AMPLITUDES  $\{\theta_1\}$  SUPUESTAS Y NUEVAMENTE SE OBTIENEN DESPLAZAMIENTOS MODALES  $(D_M M) \{\theta_1\}$  Y SE NORMALIZAN. ESTE CICLO SE REPITE HASTA QUE LAS DIFERENCIAS DE CADA ELEMENTO DEL VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS MODALES NORMALIZADO, RECIEN OBTENIDO Y EL CORRESPONDIENTE ELEMENTO DEL VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS MODALES NORMALIZADO SUPUESTO SEA TAN PEQUEÑO COMO SE DESEE, ENTONCES LA FRECUENCIA CIRCULAR AL CUADRADO --  $(\omega^2)$  SE CALCULARA COMO LA RELACION ENTRE LA MAXIMA AMPLITUD NORMALIZADA (LA UNIDAD EN TODOS LOS CASOS) Y SU CORRESPONDIENTE AMPLITUD RECIEN CALCULADA, ES DECIR, ANTES DE SER NORMALIZADA.

ASI, DADA LA MATRIZ DINAMICA DE LA ESTRUCTURA, DERIVADA DE LA ECUACION ( 22 ); EL METODO PUEDE SISTEMATIZARSE DE LA SIGUIENTE MANERA,

1. SUPONER UN VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS MODALES (DE PREFERENCIA UNITARIO), ESTO ES,

$$\{\theta_1\}^s = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 1_i \end{bmatrix}$$

DONDE I ES EL NUMERO DE GRADOS-DE LIBERTAD  $(N_p)$  DEL SISTEMA-ESTRUCTURAL.

2. MULTIPLICAR  $\{\theta_1\}^S$  POR LA MATRIZ DINAMICA, ES DECIR,

$$[D_M \quad M]_1^* \{\theta_1\}^S = \{\theta_1\}^C$$

3. NORMALIZAR EL VECTOR  $\{\theta_1\}^C$ . ESTA NORMALIZACION PUEDE REALIZARSE CON RESPECTO AL MAXIMO DESPLAZAMIENTO MODAL QUE SE ENCUENTRA EN EL MISMO VECTOR, - ES DECIR, HABRA QUE DIVIDIR CADA UNO DE LOS DESPLAZAMIENTOS MODALES CALCULADOS, ENTRE EL MAXIMO DESPLAZAMIENTO; ESTO ES,

$$\{\hat{\theta}_1\}^C = \frac{\{\theta_1\}^C}{\text{MAX. } \{\theta_1\}^C}$$

CUANDO CADA UNO DE LOS ELEMENTOS DEL VECTOR  $\{\hat{\theta}_1\}^C$  ES IGUAL AL CORRESPONDIENTE DEL VECTOR  $\{\theta_1\}^S$ , IMPLICA QUE  $\{\theta_1\}^S$  ES EL VECTOR CORRECTO DE CONFIGURACIONES MODALES.

4. EN CASO CONTRARIO,  $\{\hat{\theta}_1\}^C$  PASA AL LUGAR DE  $\{\theta_1\}^S$  Y NUEVAMENTE SE REALIZAN LOS PASOS 2 Y 3 HASTA QUE, EL  $\{\theta_1\}^C$  EN EL CICLO ANTERIOR SEA APROXIMADAMENTE IGUAL DEL ULTIMO CICLO CALCULADO; ESTO DEPENDERA DE LA PRECISION QUE SE DESEE, ESTO ES, CUANDO

$$\left| \frac{\{\hat{\theta}_1\}_J^C - \{\theta_1\}_J^S}{\{\theta_1\}_J^S} \right| \leq \epsilon \text{ PARA TODA } J.$$

DONDE  $\epsilon$  ES LA TOLERANCIA QUE SE DESEE (EN PARTICULAR PARA ESTE TRABAJO SE DARA UNA DE 0.000001).

5. UNA VEZ CUMPLIDA LA CONDICION DE CONVERGENCIA - DEL PRIMER MODO, SE PROCEDE A CALCULAR LA FRECUENCIA CIRCULAR DE LA SIGUIENTE MANERA.

$$W^2 = \frac{1}{N} \sum_{I=1}^N \frac{\hat{\theta}_1^T I^C}{\theta_1^T I^C} \quad \text{--- (23)}$$

DONDE  $N$  ES EL NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD DEL SISTEMA,  $\hat{\theta}_1^T I^C$  ES LA COMPONENTE MODAL DEL VECTOR DE CONFIGURACIONES MODALES NORMALIZADO CORRESPONDIENTE AL ULTIMO CICLO CALCULADO Y  $\theta_1^T I^C$  ES LA MISMA COMPONENTE PERO AUN SIN NORMALIZAR.

O BIEN MEDIANTE LA UTILIZACION DEL COCIENTE DE RAYLEIGH QUE ES MAS EXACTO (REFS. 5 Y 8), ESTO ES.

$$W^2 = \frac{\theta_1^T I^C M \hat{\theta}_1^C}{\theta_1^T I^C M \theta_1^C} \quad \text{--- (23')}$$

DONDE  $\theta_1^C$  Y  $\hat{\theta}_1^C$  ES EL VECTOR DE CONFIGURACIONES MODALES CALCULADO EN EL ULTIMO CICLO, ANTES Y DESPUES DE SER NORMALIZADO, RESPECTIVAMENTE.

## MODOS SUPERIORES

EN VIRTUD DE QUE EL PROCESO ANTERIOR CONVERGE AL PRIMERO MODO, PARA LA OBTENCION DE MODOS SUPERIORES ES NECESARIO HACER UNA REDUCCION DE LA MATRIZ DINAMICA-

$[D_M \quad M]_1$ . ESTA NUEVA MATRIZ REDUCIDA, SE CALCULARA PARA CADA UNO DE LOS MODOS SUPERIORES A PARTIR DE LA SIGUIENTE ECUACION.

$$[D_M \quad M]_{N+1} = [D_M \quad M]_N - \frac{1}{\omega_N^2 \{ \phi_N \}^T [M] \{ \phi_N \}} \{ \phi_N \} [M \quad \phi_N]^T \quad (24)$$

DONDE  $\omega_N^2$  Y  $\{ \phi_N \}$  SON LA FRECUENCIA Y EL MODO CORRESPONDIENTE A  $[D_M \quad M]$ . POR EJEMPLO, PARA LA OBTENCION DEL SEGUNDO MODO SE OPERA SOBRE LA BASE DEL PRIMERO MODO Y SU FRECUENCIA CIRCULAR CORRESPONDIENTE, ES DECIR,  $\omega_1^2$  Y  $\{ \phi_1 \}$ ; EL PROCESO SERIA :

1. CALCULAR LA MATRIZ DINAMICA REDUCIDA, MEDIANTE LA UTILIZACION DE LA ECUACION (24).
2. NUEVAMENTE REPETIR LOS PASOS 2 A 5 EMPLEADOS PARA EL CALCULO DEL PRIMERO MODO DE VIBRAR, SOLO QUE EN VEZ DE HACER EL PRODUCTO CON  $[D_M \quad M]_1$ , PARA ESTE SEGUN-

DO MODO, SE HARA CON  $[D_M \ M]_2$ .

PARA EL CALCULO DEL TERCER MODO DE VIBRAR NUEVAMENTE SE REDUCIRA LA MATRIZ DINAMICA  $[D_M \ M]_2$  CON LA AYUDA DE  $\omega_2^2$ ,  $\{\phi_2\}$  Y LA ECUACION (24). CON ESTA -- NUEVA MATRIZ Y EL EMPLEO DE LOS PASOS 2 A 5 QUE CONDUJERON A LA OBTENCION DEL PRIMER MODO, SE ENCUENTRA EL TERCERO.

EN GENERAL, PARA LA OBTENCION DEL ENESIMO MODO DE VIBRAR Y SU FRECUENCIA CORRESPONDIENTE SE DEBE REDUCIR LA MATRIZ DINAMICA ORIGINAL  $[D_M \ M]_{N-1}$  VECES; -- LO CUAL SERA FACTIBLE TENIENDO PRESENTE LA ECUACION (24).

DE LO ANTERIOR, ES MENESTER SUBRAYAR QUE EN LA VIBRACION LIBRE DE ESTRUCTURAS, LOS MODOS DE VIBRAR, SON ORTOGONALES MUTUAMENTE CON RESPECTO A LAS MATRICES -- DE MASAS Y RIGIDECES (REF. 5), ESTA PROPIEDAD PUEDE -- SER REPRESENTADA EN FORMA MATRICIAL COMO SIGUE :

$$\phi_M^T \ M \ \phi_N = 0 \quad M \neq N \quad \text{---} \quad (25 \text{ A})$$

$$\phi_M^T \ K \ \phi_N = 0 \quad M \neq N \quad \text{---} \quad (25 \text{ B})$$

$$0 \quad \phi_M^T \ M \ \phi_N = 1 \quad M = N \quad \text{---} \quad (25 \text{ C})$$

$$\phi_M^T \ K \ \phi_N = 1 \quad M = N \quad \text{---} \quad (25 \text{ D})$$

DONDE M Y K SON LAS MATRICES DE MASAS Y RIGIDECES --

RESPECTIVAMENTE,  $\varnothing_M$  ES EL EMESIMO MODO DE VIBRAR Y  $\varnothing_N$  ES EL ENESIMO MODO DE VIBRAR.

POR ULTIMO, CABE SEÑALAR QUE LOS MODOS DE VIBRAR CALCULADOS POR EL PROCEDIMIENTO MATRICIAL DESCRITO ANTERIORMENTE, HAN SIDO NORMALIZADOS CON RESPECTO A LA MAXIMA AMPLITUD MODAL CALCULADA. SIN EMBARGO, ESTOS MISMOS MODOS TAMBIEN PUEDEN SER NORMALIZADOS CON RESPECTO A LAS MASAS O RIGIDECES Y PARA ELLO SE PROCEDE A LA SIGUIENTE MANERA (REFS. 5 Y 8).

$$\{\hat{\varnothing}_N\} = \frac{1}{\sqrt{A}} \{\varnothing_N\} \text{-----} (26)$$

DONDE  $\{\hat{\varnothing}_N\}$  ES EL VECTOR NORMALIZADO CON RESPECTO A LAS MASAS O BIEN A LAS RIGIDECES,  $\{\varnothing_N\}$  ES EL VECTOR NORMALIZADO CON RESPECTO A LA MAXIMA AMPLITUD MODAL Y LA CONSTANTE "A" ES.

$$A = \{\varnothing_N\}^T M \{\varnothing_N\} \text{ SI SE NORMALIZA CON RESPECTO-}$$

A LAS MASAS.

$$A = \{\varnothing_N\}^T K \{\varnothing_N\} \text{ SI SE NORMALIZA CON RESPECTO-}$$

A LAS RIGIDECES.

POR OTRO LADO, ESTOS MODOS NORMALIZADOS DEBEN CUMPLIR LAS CONDICIONES DE ORTOGONALIDAD ENMARCADAS EN-

LAS ECUACIONES 25 A, B, C Y D.

ES IMPORTANTE ACLARAR QUE PARA FINES DE ESTE TRABAJO UNICAMENTE LOS MODOS CALCULADOS, SERAN NORMALIZADOS- CON RESPECTO A LA MAXIMA AMPLITUD CALCULADA.

### 3.2.3 ANALISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA

PARA EL ANALISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA DE SISTE-- MAS LINEALES, UNA UTILIDAD MUCHO MAS REPRESENTATIVA- DE LOS DESPLAZAMIENTOS ES PROPORCIONADA POR LOS MO-- DOS DE VIBRAR. ESTOS MODOS CONSTITUYEN "N" PATRONES DE DESPLAZAMIENTO INDEPENDIENTES, DE LOS CUALES, LAS AMPLITUDES PUEDEN SERVIR COMO COORDENADAS GENERALES- QUE EXPRESAN ALGUNA FORMA DE DESPLAZAMIENTO. DE ES- TA MANERA, LOS MODOS DE VIBRAR PROPORCIONAN AMPLIAS- VENTAJAS DEBIDO A SUS PROPIEDADES DE ORTOGONALIDAD Y PORQUE AL MISMO TIEMPO DESCRIBEN CONFIGURACIONES REA- LES. POR TANTO DEBIDO A ESTA BUENA APROXIMACION PUE- DE LLEVARSE A CABO UN ANALISIS EFICIENTE CON LA CON- SIDERACION DE UNOS CUANTOS MODOS.

POR EJEMPLO, CONSIDERANDO LA ESTRUCTURA QUE SE MUES- TRA EN LA FIG. 16, PARA LA CUAL SE DEFINE SU CONFIGU- RACION DEFORMADA EN FUNCION DE LAS COORDENADAS DE -- DESPLAZAMIENTO LINEAL INDICADOS, SE TIENE QUE CUAL-- QUIER VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA, -- PUEDA SER DESARROLLADO POR SUPERPOSICION, EN FUNCION DE LAS AMPLITUDES DE LOS MODOS DE VIBRAR,  $Y_N$ . POR - CONSIGUIENTE, EL VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS CORRESPON- DIENTE AL MODO N, ESTA DADO POR EL VECTOR DE FORMA -  $\phi_N$  MULTIPLICADO POR SU CORRESPONDIENTE AMPLITUD MO- DAL,  $Y_N$ , ES DECIR

$$x_N = \phi_N * Y_N \text{ --- --- --- --- --- (28)}$$

POR TANTO, EL DESPLAZAMIENTO TOTAL SE OBTENDRA COMO LA SUMA DE LAS COMPONENTES MODALES.

$$X = \phi_1 Y_1 + \phi_2 Y_2 + \dots + \phi_N Y_N = \sum_{N=1}^N \phi_N Y_N \text{ --- (29)}$$

EN NOTACION MATRICIAL SE TIENE

$$X = \Phi Y \text{ --- --- --- --- --- (30)}$$

LA ECUACION (30) SIRVE PARA TRANSFORMAR DE COORDENADAS GENERALES "Y<sub>N</sub>" A COORDENADAS GEOMETRICAS X. --

POR CONSIGUIENTE PARA LA EVALUACION DE CUALQUIER COORDENADA NORMAL "Y<sub>N</sub>", LA ECUACION (30) PUEDE SER PREMULTIPLICADA POR  $\phi_N^T M$ , EN AMBOS MIEMBROS, ES DECIR.

$$\phi_N^T M X = \phi_N^T M \Phi Y \text{ --- --- --- --- --- (31)}$$

ESTO IMPLICA

$$\phi_N^T M \Phi Y = \phi_N^T M \phi_1 Y_1 + \phi_N^T M \phi_2 Y_2 + \dots + \phi_N^T M \phi_N Y_N \text{ --- --- --- --- --- (32)}$$

LOS TERMINOS DE ESTA SERIE SON NULOS, EXCEPTO AQUELLOS QUE CORRESPONDEN AL MODO N, DEBIDO A LA PROPIE-



DAD DE ORTOGONALIDAD CON RESPECTO A LAS MASAS. DE ESTA MANERA, INTRODUCIENDO ESTE TERMINO EN EL LADO-DERECHO DE LA ECUACION (31) RESULTA

$$\phi_N^T M X = \phi_N^T M \phi_N Y_N \text{ --- (33)}$$

POR TANTO

$$Y_N = \frac{\phi_N^T M X}{\phi_N^T M \phi_N} \text{ --- (34)}$$

DESDE LUEGO QUE CADA COORDENADA NORMAL ES DADA POR-UNA EXPRESION DEL TIPO DE LA ECUACION (34).

### 3.2.3.1 ECUACION DE MOVIMIENTO

CUANDO SE PRETENDE VALUAR LA RESPUESTA DINAMICA DE-CUALQUIER ESTRUCTURA BAJO COMPORTAMIENTO LINEAL, LA ECUACION (1), PUEDE SER REPRESENTADA CONSIDERANDO - QUE TODAS SUS VARIABLES, DEPENDIENTES DEL TIEMPO, - PERMANECEN CONSTANTES DURANTE DICHA RESPUESTA, ES - DECIR,  $K_T = K$  Y  $C_T = C$ . CON BASE EN ESTA CONSIDERACION LA ECUACION (1) TOMA LA FORMA SIGUIENTE :

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = P(t) \text{ --- (35)}$$

POR OTRA PARTE, CON LA AYUDA DE LA ECUACION (30), - DERIVANDO DICHA ECUACION DOS VECES CON RESPECTO AL TIEMPO, SUSTITUYENDO ESTAS DERIVADAS EN LA ECUACION (35) Y PREMULTIPLICANDO AMBOS MIEMBROS DE ESTA ECUA

CIÓN POR  $\Phi_N^T$  SE TIENE.

$$\Phi_N^T M \Phi \ddot{Y} + \Phi_N^T C \Phi \dot{Y} + \Phi_N^T K \Phi Y = \Phi_N^T P(\tau) \quad \text{--- (36)}$$

SI LOS TERMINOS DEL MIEMBRO IZQUIERDO DE ESTA ECUACION SON DESARROLLADOS AL IGUAL QUE SE HIZO EN LA ECUACION (32) Y SE HACE UN CAMBIO DE VARIABLES, SE TIENE

$$M_N \ddot{Y}_N + C_N \dot{Y}_N + K_N Y_N = P_N(\tau) \quad \text{--- (37)}$$

DONDE

$$M_N = \Phi_N^T M \Phi_N$$

$$C_N = \Phi_N^T C \Phi_N = 2 \xi_N W_N^2 M_N$$

$$K_N = \Phi_N^T K \Phi_N$$

$$P_N(\tau) = \Phi_N^T P(\tau)$$

A ESTE CAMBIO DE VARIABLES SUELE LLAMARSELE GENERALIZACIÓN DE COORDENADAS NORMALES DE MASAS, AMORTIGUAMIENTOS, RIGIDECES Y DE CARGAS, RESPECTIVAMENTE, PARA EL ENESIMO MODO DE VIBRAR.

DIVIDIENDO LA ECUACION (37) ENTRE  $M_N$  EN AMBOS MIEMBROS SE TIENE

$$\ddot{Y}_N + 2 \sum_N W_N \dot{Y}_N + W_N^2 Y_N = \frac{P_N(\tau)}{M_N} \quad (38)$$

### 3.2.3.2 METODO DE SUPERPOSICION MODAL

PARA OBTENER LA RESPUESTA DINAMICA DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PUEDE SEGUIRSE UN PROCEDIMIENTO GENERAL, ES DECIR, RESOLVER EL PROBLEMA DE VALORES Y VECTORES CARACTERISTICOS PARA LOS MODOS DE VIBRAR Y SUS CORRESPONDIENTES FRECUENCIAS, SOLUCIONANDO UN SISTEMA DE ECUACIONES NORMALES DE MOVIMIENTO DESACOPLADAS Y UTILIZAR LA SUPERPOSICION DE LOS MODOS PARA OBTENER DICHA RESPUESTA. EL OBJETO DEL TEMA DE VIBRACION LIBRE SIN AMORTIGUAMIENTO PRESENTADA EN EL PUNTO 3.2.2 FUE OBTENER LOS MODOS DE VIBRAR Y SUS FRECUENCIAS CORRESPONDIENTES MEDIANTE LA SOLUCION DE LA ECUACION (15) O BIEN (15').

POR OTRA PARTE, LA FUERZA EXTERNA  $P(\tau)$  PARA UN MOVIMIENTO SISMICO DEL TERRENO ES.

$$P(\tau) = F_{\text{SISMICA}}(\tau) = M_R \ddot{X}_G \quad (39)$$

LA ECUACION (39) IMPLICA QUE

$$P_N(\tau) = \theta_N^T F_{\text{SISMICA}} = \theta_N^T M_R \ddot{X}_G \quad (39')$$

DONDE  $R$  ES UN VECTOR DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA QUE EXPRESA LOS DESPLAZAMIENTOS SEUDOESTATICOS, ES

DECIR, RESULTADO DE UN DESPLAZAMIENTO UNITARIO EN EL APOYO.

POR EJEMPLO, EL VECTOR  $R^T$  PARA LA ESTRUCTURA QUE SE MUESTRA EN LA FIG. 17 SERA :  $R^T = [1, 0, 0]$  SI SE CONSIDERA EXCITACION HORIZONTAL Y  $R^T = [0, 1, 1]$  SI SE CONSIDERA VERTICAL. POR TANTO R ES UN VECTOR CUYOS ELEMENTOS SON LA PROYECCION DE LA AMPLITUD DEL DESPLAZAMIENTO DE CADA MASA SOBRE LA DIRECCION EN LA CUAL SE SUPONE EL MOVIMIENTO DEL APOYO. (REF. 5 Y 9).

$$\text{SI } L_N = \bar{U}_N^T M R \text{ - - - - - (40)}$$

DONDE  $L_N$  ES EL LLAMADO FACTOR DE PARTICIPACION MODAL SUSTITUYENDO LA ECUACION (40) EN (38), SE TIENE

$$\ddot{Y}_N + 2 \xi_N \omega_N \dot{Y}_N + \omega_N^2 Y_N = \frac{L_N}{M_N} \ddot{X}_G \text{ - - - - - (41)}$$

POR TANTO LA ECUACION (41) REPRESENTA UN SISTEMA DE "N" ECUACIONES INDEPENDIENTES, UNA POR CADA MODO DE VIBRAR. ESTE SISTEMA DE ECUACIONES PODRA SER RESUELTO POR CUALQUIER METODO APROPIADO, DEPENDIENDO DEL TIPO DE CARGA DINAMICA A QUE SE ENCUENTRE SUJETO EL SISTEMA ESTRUCTURAL.

AHORA BIEN, PARA FINES DE ESTE TRABAJO SE PLANTEARAN DOS FORMAS DISTINTAS DE PROPORCIONAR CARGA DINAMICA A UN SISTEMA ESTRUCTURAL, ESTO ES, MEDIANTE LA UTILIZACION DE UN ACELEROGRAMA O BIEN UN ESPECTRO DE RESPUESTA.

EN CASO DE QUE SE PRETENDA UTILIZAR UN ACELEROGRAMA, PARA DICHS FINES (FIG. 18), HABRA QUE DESCOMPONERLO EN UNA SUCESION DE IMPULSOS ELEMENTALES; ESTOS IMPULSOS QUEDARAN DEFINIDOS POR UNA EXPRESION  $\dot{X}_G (\tau)$  QUE REPRESENTA LA ACELERACION DEL APOYO O APOYOS EN UN TIEMPO  $(\tau)$ .

CON BASE A LA UTILIZACION DE UN ACELEROGRAMA LA ECUACION (41) PUEDE SER RESUELTA POR LA SIGUIENTE EXPRESION :

$$Y_N(\tau) = \frac{1}{W_{DN}} \int_0^{\tau} \dot{X}_G(\tau) \text{EXP} \left[ -\xi_N W_N (\tau - \tau) \right] \text{SEN } W_{DN} (\tau - \tau) d\tau$$

$$= \frac{1}{W_{DN}} \text{SV} \dots \dots \dots (42)$$

DONDE  $W_{DN}$  ES LA FRECUENCIA CIRCULAR AMORTIGUADA

$$W_{DN} = W \sqrt{1 - \xi_N^2}$$

A LA EXPRESION (42) SE LE DENOMINA "INTEGRAL DE DUHAMEL: (REF. 5) Y ESTA INTEGRAL, SE ORIGINA AL INTERES DE CONSIDERAR LOS EFECTOS DE TODOS LOS IMPULSOS DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO OCURRIDOS HASTA EL INSTANTE T.

POR OTRA PARTE, CUANDO HA SIDO DETERMINADA LA RESPUESTA PARA CADA MODO,  $Y_N (\tau)$  DE LA EXPRESION (42), LOS DESPLAZAMIENTOS FINALES EXPRESADOS EN COORDENADAS GEOMETRICAS NORMALES, SERAN CALCULADOS RECORDANDO LA ECUACION (29).

$$X(\tau) = \emptyset_1 Y_1(\tau) + \emptyset_2 Y_2(\tau) + \emptyset_3 Y_3 + \dots + \emptyset_N Y_N(\tau)$$

ESTOS DESPLAZAMIENTOS EXPERIMENTADOS POR LA ESTRUCTURA SE CONSIDERAN PARAMETROS BASICOS DE RESPUESTA ANTE CARGAS DINAMICAS (EN ESTE CASO LA CARGA DINAMICA ES PROPORCIONADA POR UN ACELEROGRAMA). EN GENERAL, OTROS PARAMETROS DE RESPUESTA TALES COMO ESFUERZOS, FUERZAS DE INERCIA, FUERZAS CORTANTES, MOMENTOS DE VOLTEO, ETC., DESARROLLADOS EN DIVERSOS COMPONENTES ESTRUCTURALES PODRAN SER EVALUADOS DIRECTAMENTE DE LOS DESPLAZAMIENTOS. POR EJEMPLO, LAS FUERZAS INTERNAS ASOCIADAS A LA DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA SERAN DADAS DIRECTAMENTE POR

$$F_S(\tau) = K X(\tau) = K \Phi Y(\tau) \text{ --- (43)}$$

EN TERMINOS DE CONTRIBUCIONES MODALES SERA

$$F_S(\tau) = K \emptyset_1 Y_1(\tau) + K \emptyset_2 Y_2(\tau) + K \emptyset_3 Y_3(\tau) + \dots + K \emptyset_N Y_N(\tau)$$

ESTA MISMA SERIE, TAMBIEN PUEDE SER DESARROLLADA DE LA SIGUIENTE MANERA :

$$F_S(\tau) = W \frac{2}{1} M \emptyset_1 Y_1(\tau) + W \frac{2}{2} M \emptyset_2 Y_2(\tau) + W \frac{2}{3} M \emptyset_3 Y_3(\tau) + \dots + W \frac{2}{N} M \emptyset_N Y_N(\tau)$$

REPRESENTANDO ESTA MISMA SERIE EN FORMA MATRICIAL

$$F_s = M \Phi \left[ W_N^2 Y_N (T) \right] \text{--- --- --- --- (44)}$$

DONDE  $\left[ W_N^2 Y_N (T) \right]$  REPRESENTA UN VECTOR DE AMPLITUDES MODALES MULTIPLICADO POR SU CORRESPONDIENTE FRECUENCIA AL CUADRADO.

AHORA BIEN, SI SE DETERMINA EL VECTOR  $Y_N (T)$  PARA DIVERSOS INSTANTES, EL MAXIMO VALOR ABSOLUTO DE LA EXPRESION (42) SERA LO QUE DEFINIMOS COMO ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS. SE VE CLARAMENTE QUE DICHA ORDENADA ES FUNCION DEL ACELEROGRAMA, ASI COMO DEL PERIODO NATURAL Y DEL AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA. A PARTIR DE LA FRECUENCIA CIRCULAR NATURAL SE PUEDEN CALCULAR LOS PERIODOS NATURALES DE VIBRACION SIN AMORTIGUAMIENTO  $T = \frac{2\pi}{W}$  Y CON AMORTIGUAMIENTO

$$T_D = \frac{2\pi}{W_D}$$

DESIGNANDO POR SA, SV Y SD A LAS ORDENADAS DE LOS ESPECTROS DE ACELERACION, VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO, RESPECTIVAMENTE, PARA UNA MISMA ESTRUCTURA ANTE UN MISMO TEMBLOR, SON VALIDAS LAS SIGUIENTES RELACIONES :

$$SA = W_D \quad Sv = W_D^2 \quad SD \text{--- --- --- --- (45)}$$

EXCEPTO PARA PERIODOS MUY CORTOS (ESTRUCTURAS MUY RIGIDAS), PARA LOS QUE SA TIENDE AL VALOR ABSOLUTO DE LA ACELERACION MAXIMA DEL TERRENO DURANTE EL MOVI-

MIENTO, INDEPENDIENTEMENTE DEL VALOR DE  $\xi$  .

EN LA FIGURA 19 SE MUESTRA UN ESPECTRO DE RESPUESTA-EN ESCALA LOGARITMICA. EN LA MISMA GRAFICA Y DADAS-LAS RELACIONES QUE EXISTEN ENTRE  $S_D$ ,  $S_V$  Y  $S_A$ , SE PUEDEN INCLUIR LAS TRES RESPUESTAS.

EL ESPECTRO DE RESPUESTA CORRESPONDIENTE A UN SISTEMA ELASTICO PRESENTA LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS-(REF. 10) :

1. EL ESPECTRO PARA AMORTIGUAMIENTO NULO MUESTRA NUMEROSAS OSCILACIONES CON MAXIMOS IRREGULARES AGUDOS.
2. LAS OSCILACIONES GENERALMENTE DISMINUYEN AL AUMENTAR EL AMORTIGUAMIENTO.
3. PARA PERIODOS GRANDES, QUE CORRESPONDEN A ESTRUCTURAS CON MUCHA MASA Y Poca RIGIDEZ, EL DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA TIENDE A ACERCARSE AL MAXIMO DEL TERRENO.
4. PARA PERIODOS PEQUEÑOS, QUE CORRESPONDEN A ESTRUCTURAS CON Poca MASA Y MUY RIGIDAS, LAS ACELERACIONES DE LA ESTRUCTURA TIENDEN A ACERCARSE A LAS MAXIMAS DEL TERRENO.
5. PARA AMORTIGUAMIENTOS COMPRENDIDOS ENTRE 5 Y 10 POR CIENTO DEL CRITICO, LOS MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS, VELOCIDADES Y ACELERACIONES SON 1, 1.5 Y 2 VECES LAS CORRESPONDIENTES AL TERRENO.

LOS ESPECTROS DE RESPUESTA SIRVEN PARA FIJAR CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS. ESTABLECER REGLAS GENERALES PARA FIJAR LOS ESPECTROS CORRESPON-



DIENTES A PROBABLES SISMOs FUTUROS O AQUELLOS EN LOS QUE SE CARECE DE INFORMACION. PARA SISTEMAS ELASTICOS CON AMORTIGUAMIENTOS ENTRE 5 Y 10 PORCIENTO DEL CRITICO, EL ESPECTRO DE RESPUESTA ES UNA GRAFICA COMO LA DE LA FIGURA 19 Y SE PUEDE CONSIDERAR LIMITADA POR :

- a) UNA LINEA DE ACELERACION, DE MAGNITUD IGUAL AL DOBLE DE LA ACELERACION MAXIMA DEL SUELO.
- b) UNA LINEA DE VELOCIDADES, DE MAGNITUD IGUAL A 1.5 VECES A LA VELOCIDAD MAXIMA DEL SUELO.
- c) UNA LINEA DE DESPLAZAMIENTO, DE MAGNITUD IGUAL AL DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL SUELO.

EN REALIDAD LAS ESTRUCTURAS TIENEN UN COMPORTAMIENTO INELASTICO; ESTO HACE QUE ABSORBAN GRANDES CANTIDADES DE ENERGIA Y QUE APARENTEMENTE PUEDAN SOPORTAR FUERZAS SISMICAS DE MAYOR INTENSIDAD QUE PARA LAS QUE FUERON CALCULADAS. CONSECUENTEMENTE EL APROVECHAMIENTO DE LA DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA CONSTITUYE UNO DE LOS CONCEPTOS ESENCIALES DE LA INGENIERIA SISMICA MODERNA. SI UNA ESTRUCTURA DE "N" GRADOS DE LIBERTAD SE VE SOMETIDA A UN MOVIMIENTO DE SU APOYO O APOYOS, LA FUERZA MAXIMA QUE PODRA DESARROLLARSE EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES ESTARA ACOTADA POR SU CAPACIDAD LATERAL,  $F_y$ , INDEPENDIEMENTE DE LA INTENSIDAD DEL TEMBLOR. LA DEFORMACION D MAXIMA EN CAMBIO, SI SERA FUNCION DE DICHA INTENSIDAD.

INDEPENDIEMENTE DEL MATERIAL QUE ESTUVIESE CONSTITUIDA LA ESTRUCTURA, EN LA PRACTICA NO SE ADOPTAN SO

LUCIONES EXTRAIDAS DE LOS ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO LINEAL, POR RAZONES ECONOMICAS. EN EFECTO; PARA AMORTIGUAMIENTOS DEL ORDEN DE 10% LA FIGURA 19 MUESTRA ACELERACIONES ESPECTRALES DE 0.80 G PARA LAS QUE SERIA SUMAMENTE COSTOSO DISEÑAR. POR ESO HAY QUE DISEÑAR PARA VALORES MENORES DE LA ACELERACION ESPECTRAL Y ASEGURARSE EN CAMBIO DE QUE LA SOLUCION ESTRUCTURAL POSEE LA DUCTILIDAD ADECUADA.

EN ALGUNOS CASOS DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS, SOMETIDAS A GRANDES ESFUERZOS, Y EN DETERMINADAS CONDICIONES, SE PRODUCE UNA REDISTRIBUCION DE FUERZAS INTERNAS, MEDIANTE LA APARICION DE ARTICULACIONES PLASTICAS.

SE DISCUTE CON FRECUENCIA SOBRE LA VENTAJA DE TAL O CUAL MATERIAL POR LO QUE RESPECTA A SU CAPACIDAD DUCTIL PARA SER EMPLEADO EN ESTRUCTURAS QUE DEBA CONSTRUIRSE EN ZONAS SISMICAS. LA VERDAD ES QUE, SI BIEN EL ACERO ES COMO MATERIAL MAS DUCTIL QUE EL CONCRETO, CON FINES DE DISEÑO SISMICO NO PRESENTAN UTILIDAD FACTORES DE DUCTILIDAD MAYORES QUE 6 A 8, PUESTO QUE PARA DEFORMACIONES MAYORES LAS FALLAS OCURREN POR INESTABILIDAD (EFECTOS DE ESBELTEZ) Y NO POR FALTA DE DUCTILIDAD.

DE TODO LO ANTERIOR, SE PUEDE CONCLUIR QUE LAS CARACTERISTICAS DE UN ESPECTRO DE RESPUESTA PARA UN SISTEMA INELASTICO (COMO SUELEN SER TODAS LAS ESTRUCTURAS) SE PUEDE OBTENER APROXIMADAMENTE A PARTIR DEL CORRESPONDIENTE A UN SISTEMA DEL MISMO PERIODO Y GRADO DE AMORTIGUAMIENTO, DIVIDIENDO EL VALOR DE LA ORDENADA ESPECTRAL ENTRE EL FACTOR DE DUCTILIDAD, PARA RANGOS USUALES DE PERIODOS.

ES IMPORTANTE PONER DE MANIFIESTO, EL HECHO CONOCIDO- DE QUE LA INFLUENCIA DEL SUELO DE CIMENTACION RESULTA SER PREPONDERANTE PARA FINES DE DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS, EN OTRAS PALABRAS, SI UNA ONDA DE ES- - FUERZOS SE PROPAGA DE UN MEDIO DE MODULO DE ELASTICIDAD ALTO HACIA OTRO MEDIO DE ELASTICIDAD BAJO, LOS - DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES SE AMPLIFICAN,

DEBIDO A ESTO ES IMPORTANTE TOMAR EN CUENTA EL PERIODO DOMINANTE DEL TEMBLOR, DEL SUELO O DE LA ESTRUCTURA CON EL FIN DE EVITAR AMPLIFICACIONES DINAMICAS EXCESIVAS EN ESTRUCTURAS.

EN GENERAL NO ES PRACTICO, PARA FINES DE DISEÑO, PREDECIR EL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS BASANDOSE EN LOS ESPECTROS DE RESPUESTA, A MENOS QUE REPRESENTEN UNA MUESTRA ESTADISTICA SUFICIENTEMENTE COMPLETA PARA DE AHI INFERIR EL CORRESPONDIENTE ESPECTRO DE DISEÑO. PARA DISEÑO SISMICO PUEDEN ADOPTARSE LOS ESPECTROS DE DISEÑO QUE SE MUESTRAN EN LA TABLA 7 CONBASE A LA FIGURA 20 EN DONDE SE MUESTRA LA REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA (REF.11). - ESTOS ESPECTROS DE ACELERACION CONTEMPLAN EL TIPO DE ESTRUCTURACION, FUNCION A LA QUE SE DESTINE LA ESTRUCTURA, DUCTILIDAD, INFLUENCIA DEL SUELO DE CIMENTACION, ETC.

TODAS ESTAS OBSERVACIONES HECHAS A GROSSO MODO, NO SON OTRA COSA MAS QUE LA MANERA EN QUE SUELEN INTERVENIR TODOS ESTOS FACTORES EN LA ELABORACION DE LOS ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO, VELOCIDADES Y ACELERACIONES. PARA LOS CASOS MAS REALES CASI SIEMPRE SUELE APLICARSE DICHOS ESPECTROS PERO EL MAS COMUN DE TODOS ES EL DE ACELERACIONES. EN EL CASO DE QUE SE-

APLIQUE ESTE ULTIMO EN LUGAR DEL ACELEROGRAMA RESULTA :

$$Y_N (T) = \frac{LN}{M_N} \quad SD = \frac{LN}{M_N} \frac{1}{W_N} SV \text{ - - - - - (46)}$$

ANALOGAMENTE, APLICANDO LA ECUACION (30) SE OBTIENE LA SOLUCION DE LA ECUACION (41), ESTO ES.

$$X_N (T) \text{ MAX} = \emptyset_N \quad Y_N (T) = \emptyset_N \frac{LN}{M_N W_N} SV (\xi, T) \text{ - - - - - (47)}$$

DONDE  $SV (\xi, T)$  ES EL ESPECTRO DE VELOCIDADES CORRESPONDIENTE AL AMORTIGUAMIENTO Y PERIODO DEL ENESIMO MODO DE VIBRAR, POR OTRA PARTE SI SE CONSIDERA QUE  $SA = W_N SV = W_N^2 SD$  LA ECUACION ANTERIOR ES REPRESENTADA DE LA SIGUIENTE FORMA :

$$X_N (T) \text{ MAX} = \emptyset_N \frac{LN}{M_N W_N} \cdot \frac{SA}{W_N} = \emptyset_N \frac{LN}{M_N W_N^2} SA (\xi, T) \text{ - - (48)}$$

SIMILARMENTE A LA ECUACION (43) SE TIENE

$$FS_N \text{ MAX}(T) = K \quad X_N (T) \text{ MAX} = K \emptyset_N \frac{LN}{M_N W_N^2} SA \text{ - - - - - (49)}$$

NUEVAMENTE RECORDANDO QUE  $K \delta_N = w \frac{2}{N} M \delta_N$  SE TIENE QUE

$$F_{S_N \text{ MAX}} = M \delta_N \frac{L_N}{M_N} S_{A_N} (\xi, T) \text{ --- (50)}$$

EN DONDE  $S_{A_N} (\xi, T)$  ES LA ORDENADA DE ACELERACIONES ESPECTRALES (%G) PARA EL MODO N. SIN EMBARGO, EN GENERAL, LA MAXIMA RESPUESTA TOTAL NO PUEDE SER OBTENIDA POR UNA MERA SUMA DE LAS MAXIMAS MODALES DEBIDO A QUE ESTAS NO OCURREN SIMULTANEAMENTE. EN TODOS LOS CASOS, CUANDO UN MODO ALCANZA LA MAXIMA RESPUESTA, LAS OTRAS RESPUESTAS MODALES SON GENERALMENTE MAS PEQUEÑAS. POR ESTA RAZON LA SUPERPOSICION MEDIANTE LA SUMA DE LOS VALORES ESPECTRALES ABSOLUTOS PARA CADA MODO OBYIAMENTE PROPORCIONA UN LIMITE MAS ALTO DE LA RESPUESTA TOTAL Y ESTA SOBRESTIMACION PUEDE SER BASTANTE CONSERVADORA. EN CONSECUENCIA SUELE SUGERIRSE QUE EL CALCULO DE LA RESPUESTA TOTAL SEA REALIZADO CONSIDERANDO LA RAIZ CUADRADA DE LA SUMA DE CADA UNA DE LAS CONTRIBUCIONES MODALES AL CUADRADO, ES DECIR, (REF. 5)

$$F_S \text{ MAX} = \sqrt{(F_{S_1})^2_{\text{MAX}} + (F_{S_2})^2_{\text{MAX}} + \dots + (F_{S_N})^2_{\text{MAX}}} \text{ (51)}$$

$$\text{EN GENERAL} \quad R = \sqrt{\sum R_i^2} \text{ --- (52)}$$

DONDE R ES LA RESPUESTA SISMICA FINAL DE LA ESTRUCTURA Y  $R_i$  LAS CONTRIBUCIONES MODALES YA SEA DE MOMENTOS, FUERZAS, ETC..

### 3.2.2.3 INFLUENCIA DE FASE EN EL MOVIMIENTO DE LOS APOYOS :

CUANDO SE TRATA DE ESTRUCTURAS SOBRE VARIOS APOYOS, LA-

RESPUESTA SISMICA PUEDE SER SENSIBLE A LAS DIFERENCIAS ENTRE LOS MOVIMIENTOS QUE OCURREN SIMULTANEAMENTE EN DICHOS APOYOS. TALES DIFERENCIAS, COMO OCURRE EN PUENTES, EN GRANDES PRESAS, O CUANDO LA EXITACION CONTIENE CONTRIBUCIONES IMPORTANTES DE ONDAS SUPERFICIALES QUE VIAJAN A LO LARGO DE FORMACIONES QUE CONTIENEN MANTOS-BLANDOS. LAS RESPUESTAS PREDICHAS TOMANDO EN CUENTA DIFERENCIAS DE MOVIMIENTO EN LOS APOYOS (EXCITACION MULTIPLE DE APOYO) PUEDEN DIFERIR CUALITATIVA Y CUANTITATIVAMENTE DE LAS OBTENIDAS SUPONIENDO QUE TODOS LOS APOYOS TIENEN IGUAL DESPLAZAMIENTO (EXCITACION RIGIDA-DE APOYO).

EN EL CASO DE PUENTES LARGOS, TANTO LAS GRANDES DISTANCIAS ENTRE APOYOS, COMO LAS IRREGULARIDADES TOPOGRAFICAS Y FORMACIONES HETEROGENEAS CONTRIBUYEN A DIFERENCIAS SIGNIFICATIVAS EN LOS DESPLAZAMIENTOS SISMICOS DE LOS DISTINTOS APOYOS.

LA MANERA MAS SENCILLA DE PLANTEAR LA RESPUESTA DE UNA ESTRUCTURA ANTE EXCITACION MULTIPLE EN SUS APOYOS ES DE LA SIGUIENTE MANERA (REFS. 5 Y 12).

CUANDO UNA ESTRUCTURA ESTA APOYADA EN MAS DE UN PUNTO Y TIENE DIFERENTES MOVIMIENTOS DEL TERRENO APLICADOS EN CADA UNO, EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PUEDE SER DERIVADO POR SUPERPOSICION DE LAS RESPUESTAS DEBIDO A LA INTERVENCION INDEPENDIENTE DE CADA UNO DE SUS APOYOS. LA ECUACION QUE EXPRESA LA RESPUESTA A CADA COMPONENTE SUMINISTRADA, ES UN POCO DIFERENTE A LA DESCRITA ANTERIORMENTE PARA SISTEMAS CON SOLO UN SUMINISTRO DE EXCITACION SISMICA. CONSIDERANDO EL PRESENTE CASO EN EL QUE UN PUNTO DE APOYO SE MUEVE UNA SOLA VEZ

MIENTRAS QUE TODOS LOS DEMAS SON CONSIDERADOS FIJOS -- CONTRA DESPLAZAMIENTOS, EVIDENTEMENTE, EL MOVIMIENTO - RESULTADO PARA CADA FUERZA PSEUDOESTATICA INDUCIDA EN LA ESTRUCTURA DEBE SER CONSIDERADA ADITIVA A LAS FUERZAS DE LA RESPUESTA DINAMICA.

CUANDO EL MOVIMIENTO DE UN APOYO ES PERMITIDO PARA DESPLAZARSE EN UN TIEMPO T, DICHO DESPLAZAMIENTO ES DENOTADO POR  $x_G$  Y LA FUERZA SISMICA APLICADA AL SISTEMA, - LA ECUACION GENERAL DE MOVIMIENTO (1) ES REPRESENTADA- DE LA SIGUIENTE MANERA

$$M \ddot{x}^T + C \dot{x}^T + K x^T = - M_G \ddot{x}_G - C_G \dot{x}_G - K_G x_G \text{ --- (53)}$$

DONDE  $C_G$  Y  $K_G$  SON VECTORES QUE EXPRESAN EL AMORTI-- GUAMIENTO Y ACOPLAMIENTO ELASTICO DE LAS FUERZAS DESARROLLADAS EN LOS GRADOS DE LIBERTAD ACTIVADOS POR EL - MOVIMIENTO DE LOS APOYOS. EN ESTA ECUACION EL AMORTI-- GUAMIENTO Y LAS FUERZAS ELASTICAS HAN SIDO EXPRESADAS- EN TERMINOS DEL MOVIMIENTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA (INCLUYENDO EL MOVIMIENTO DEL APOYO). SIN EMBARGO, NOTESE QUE LA FORMA MAS GENERAL Y CONVENIENTE DEL VECTOR - DE FUERZAS EFECTIVAS PUEDE SER DERIVADO SI LA RESPUESTA SE EXPRESA EN TERMINOS DE UNA COMPONENTE DINAMICA, - ESTO ES, SI LOS MOVIMIENTOS PSEUDOESTATICOS SON ELIMINADOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS TOTALES. LA RELACION ENTRE ESTAS DIVERSAS COMPONENTES DE DESPLAZAMIENTO DEBAN SER CALCULADAS DE LA CONDICION DE EQUILIBRIO ESTATICO- OBTENIDA POR ELIMINACION DE LAS FUERZAS DINAMICAS (DEPENDIENTE DEL TIEMPO) DE LA ECUACION (53), ESTO ES

$$K x^S = - K_G x_G \text{ --- (54)}$$

DONDE  $X^S$  POR DEFINICION ES EL VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS PSEUDOESTATICOS. AHORA BIEN, RESOLVIENDO PARA ESTOS DESPLAZAMIENTOS SE TIENE.

$$R = - K^{-1} K_G \text{ ----- (55)}$$

SUSTITUYENDO (55) Y SIMPLIFICANDO LA ECUACION DE MOVIMIENTO (53) EXPRESADA EN TERMINOS DE LA RESPUESTA DINAMICA SE TIENE.

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + K X = - (M R + M_G) \ddot{X}_G - (C R + C_G) \dot{X}_G \text{ --- (56)}$$

LA ECUACION (56) ES ENTERAMENTE ANALOGA A LA ECUACION (35) SOLO QUE AQUI LA FUERZA EXTERNA APLICADA AL SISTEMA SERA

$$P(T) = - (M R + M_G) \ddot{X}_G(T) \text{ ----- (57)}$$

LA CONTRIBUCION DE LAS FUERZAS EFECTIVAS DE LA RIGIDEZ ESTRUCTURAL NO APARECEN EN ESTA ECUACION PORQUE

$$K R + K_G = 0 \text{ ----- (57')}$$

SI LA MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO FUERA PROPORCIONAL A LA MATRIZ DE RIGIDEZES, EL TERMINO VELOCIDAD DEPENDERIA DEL MIEMBRO DERECHO DE LA ECUACION (56) ADEMÁS DESAPARECERIA Y LA EXPRESION DE FUERZAS EFECTIVAS SE REDUCIRIA A LA FORMA DE LA ECUACION (57). ENTONCES LA SUPOSICION DE QUE LAS FUERZAS DE AMORTIGUAMIENTO DEPENDEN SOLO DEL MOVIMIENTO RELATIVO FUE VALIDA PARA UN --



SISTEMA CON AMORTIGUAMIENTO PROPORCIONAL A LAS RIGIDE-  
CES; SIN EMBARGO, ESTO NO ES APLICADO AL AMORTIGUAMIE-  
NTO PROPORCIONAL A LA MASA. POR OTRO LADO, LA CONTRIBU-  
CION DEL AMORTIGUAMIENTO EN LA EFECTIVIDAD DE LAS - -  
FUERZAS SISMICAS PUEDE SER PEQUEÑA, POR ESTA RAZON, -  
MUCHAS VECES EL TIPO DE AMORTIGUAMIENTO ES ELIMINADO.

EN LA PRACTICA ES CONVENIENTE EVALUAR LA RESPUESTA PA-  
RA EXCITACIONES MULTIPLES DE APOYO, CALCULANDO SEPARA-  
DAMENTE LA RESPUESTA PARA CADA COMPONENTE SUMINISTRADA  
Y SUPERPONER LOS RESULTADOS. SERIA EVIDENTE QUE LA --  
ECUACION (56) PUEDE SER FACILMENTE DESARROLLADA PARA -  
REPRESENTAR LA COMBINACION DE RESPUESTAS PARA DIVERSOS  
MOVIMIENTOS DE APOYO. ES NECESARIO EXPRESAR TODOS LOS  
MOVIMIENTOS DEL TERRENO EN LA FORMA DE UN VECTOR - -  
 $X_G(t)$  E INCLUIR TODAS LAS COLUMNAS CORRESPONDIENTES-  
EN LA MATRIZ DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA PSEUDOESTA-  
TICOS  $R$  Y EN EL ACOPLAMIENTO DE LAS MATRICES  $M_G$  Y  $C_G$ .

CUANDO LA FUERZA SISMICA ES DADA POR UNA COMPONENTE DE  
ACELERACION, EL ANALISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENI-  
DOS PARA CADA HISTORIA DE MOVIMIENTO DEL PUNTO DE APO-  
YO PUEDE SER APLICADO EXACTAMENTE COMO SE DESCRIBIO PA-  
RA UN SISTEMA SUJETO A EXCITACION RIGIDA DE APOYO. EL  
ANALISIS REQUIERE LA EVALUACION DE UN FACTOR DE PARTI-  
CIPACION  $L_n$  PARA CADA MODO DE RESPUESTA Y PARA CADA -  
COMPONENTE CONSIDERADA. EN ESTA EVALUACION, LA FORMA-  
DE LOS MODOS DE VIBRAR  $\phi_n$  DESCRIBEN LA VIBRACION LI--  
BRE DE LA ESTRUCTURA CON TODOS LOS APOYOS RESTRINGIDOS  
AL DESPLAZAMIENTO, MIENTRAS QUE CADA VECTOR DE COEFI--  
CIENTES PSEUDOESTATICOS  $R$  DADO POR LA EC. 55 -  
REPRESENTA LOS DESPLAZAMIENTOS RESULTADO DE UN DESPLA-  
ZAMIENTO UNITARIO DE UN APOYO Y LOS DEMAS FIJOS. LA -  
RESPUESTA TOTAL PARA UNA EXCITACION DE ESTE TIPO PUEDE

SER OBTENIDA POR ADICION DE LOS DESPLAZAMIENTOS PSEUDOESTATICOS PARA ESTOS DESPLAZAMIENTOS DINAMICOS, ESTO ES :

$$X^T(\tau) = X(\tau) + X^S(\tau) = X^T + R X_G(\tau) \text{ --- (58)}$$

ESTE ANALISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS PARA UNA COMPONENTE DE EXCITACION MULTIPLE EN EL APOYO ES ENTERAMENTE ANALOGA QUE PARA UN SUMINISTRO DE APOYO RIGIDO. EL ANALISIS DE LAS FUERZAS ELASTICAS RESULTADO DE LA RESPUESTA TAMBIEN PUEDE SER EQUIVALENTE AL CASO DE APOYO RIGIDO, COMO SIGUE: LAS FUERZAS ELASTICAS EN EL SISTEMA SON DADAS POR EL PRODUCTO DE LA MATRIZ DE RIGIDECES Y LOS DESPLAZAMIENTOS TOTALES.

$$F_s^T = K X^T + K_G X_G \text{ --- (59)}$$

SIN EMBARGO, SI LOS DESPLAZAMIENTOS TOTALES SON EXPRESADOS EN TERMINOS DE LAS COMPONENTES PSEUDOESTATICAS Y DINAMICAS, SERA :

$$F_s^T = K X + (K_R + K_G) X_G \text{ --- (60)}$$

AQUI LA FUERZA SEUDOESTATICA REPRESENTADA POR EL SEGUNDO TERMINO DEL MIEMBRO DERECHO DE LA ECUACION, DESAPARECERIA POR DEFINICION DE R ( EC. 57' ), ASI LAS FUERZAS ELASTICAS MODALES DEPENDEN SOLAMENTE DE LOS DESPLAZAMIENTOS DINAMICOS.

EL ANALISIS DE FUERZAS DE ESTE SISTEMA DIFIERE DEL CA-

SO DE APOYO RIGIDO, SIN EMBARGO, EN ESTA SUPERPOSICION DE LA FUERZAS  $F_G$  NO PUEDE SER OBTENIDA DIRECTAMENTE DE LAS FUERZAS ELASTICAS MODALES  $F_S$  O DE LOS DESPLAZAMIENTOS DINAMICOS  $X$ . ELLAS DEPENDEN, EN SUMA, DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DEL APOYO Y DEBEN SER EXPRESADOS EN TERMINOS DE LA SUBMATRIZ DE RIGIDECE; ESTRUCTURAL PERTENECIENTE A LOS APOYOS. ESTO ES :

$$F_G^T = K_G^T X^T + K_{GG} X_G \quad (61)$$

EN QUE  $K_G^T$  EXPRESA TODAS LAS FUERZAS DEL APOYO DEBIDO A UN DESPLAZAMIENTO UNITARIO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD ACTIVOS Y  $K_{GG}$  NOS DA TODAS LAS FUERZAS DE SOPORTE DEBIDO A UN DESPLAZAMIENTO UNITARIO DEL PUNTO DE APOYO CON  $X^T = X + R X_G$  ESTO PUEDE EXPRESARSE COMO

$$F_G^T(t) = K_G^T X(t) + (K_{GG} - K_G^T K^{-1} K_G) X_G(t) \quad (62)$$

EL PRIMER TERMINO RESULTA SER EL VECTOR DE FUERZAS DINAMICAS DE APOYO DEBIDO A LA RESPUESTA DINAMICA, MIENTRAS QUE EL SEGUNDO SON LAS FUERZAS PSEUDOESTATICAS; ESTE SEGUNDO TERMINO RESULTA DEL PROBLEMA NATURAL DE EXCITACION MULTIPLE DE APOYO ESTATICAMENTE INDETERMINADO QUE NO DEBE SER PASADO POR ALTO EN EL ANALISIS DE FUERZAS DEL SISTEMA. DESPUES DE QUE LAS FUERZAS ELASTICAS MODALES HAN SIDO CALCULADAS Y LAS FUERZAS DE SOPORTE DE LA ECUACION (62), LAS FUERZAS RESULTANTES EN ALGUNA SECCION DE INTERES PUEDEN SER OBTENIDAS POR CUALQUIER METODO ESTATICO CONOCIDO.

DENTRO DE ESTE MISMO PUNTO, VALDRÍA LA PENA CONSIDERAR LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO EN EL LUGAR DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA, CON LA FINALIDAD DE PODER ESTIMAR LA VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LAS ONDAS SISMICAS Y DE ESTA MANERA CALCULAR EL TIEMPO -- QUE TARDARIAN EN LLEGAR DE UN APOYO DE LA ESTRUCTURA AL MAS LEJANO DE LA MISMA Y PODER CALIBRAR, HASTA DONDE PUEDE SER JUSTIFICABLE, LA REALIZACION DE UN ANALISIS SISMICO CONSIDERANDO QUE TODOS SUS APOYOS SUFREN DIFERENTES DESPLAZAMIENTOS DURANTE LA EXCITACION SISMICA (EXCITACION MULTIPLE DE APOYO).

EL MOVIMIENTO PRODUCIDO POR UN TEMBLOR ORIGINA ONDAS DE CUERPO Y DE SUPERFICIE. LAS ONDAS DE CUERPO PUEDEN SER A SU VEZ LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES. LAS ONDAS LONGITUDINALES SON CONOCIDAS COMO ONDAS P (PRIMARIAS) Y LAS ONDAS TRANSVERSALES COMO ONDAS S (SECUNDARIAS). AUNQUE LAS ONDAS S SON MAS LENTAS -- QUE LAS ONDAS P, PUEDEN TRANSMITIR MAS ENERGIA, POR LO QUE SON LAS QUE PUEDEN PRODUCIR MAYORES DAÑOS A LAS ESTRUCTURAS Y POR ENDE SERA DE INTERES CALCULAR SU VELOCIDAD DE PROPAGACION EN EL SITIO EN CUESTION.

EL CALCULO DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LAS ONDAS S, PUEDE ESTIMARSE COMO SIGUE (REFERENCIA 8).

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \text{----- ( 62' )}$$

DONDE  $V_s$  ES LA VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LAS ONDAS S,  $G$  ES EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ) Y  $\rho$  LA DENSIDAD DE MASA DEL SUELO ( $\text{Kg}.\text{seg}^2/\text{cm}^2$ ).

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \nu)}$$

$E_s$  = MODULO DE YOUNG DEL SUELO ( Kg /cm<sup>2</sup> )

$\nu$  = RELACION DE POISSON DEL SUELO

AHORA BIEN, EL TIEMPO QUE TARDAN LAS ONDAS S EN LLEGAR DE UN APOYO A OTRO SERA

$$T = \frac{D}{V_s} \text{ ( SEG )}$$

DONDE D ES LA DISTANCIA COMPRENDIDA ENTRE APOYOS Y  $V_s$  LA VELOCIDAD DE LA ONDA.

ESTE TIEMPO T, CALCULADO PUEDE SER COMPARADO CONTRA EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA, CALCULADO CONSIDERANDO QUE TODOS LOS APOYOS SUFREN EL MISMO DESPLAZAMIENTO DURANTE LA EXCITACION SISMICA (EXCITACION RIGIDA DE APOYO). SI T ES MENOR QUE  $T_1$  PUEDE INTUIRSE ACEPTABLE EL ANALISIS; SIN EMBARGO NO PUEDE DESPRECIARSE LA POSIBILIDAD DE UN ANALISIS MAS REFINADO (EXCITACION MULTIPLE DE APOYO).

### 3.2.3.4 INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO

EN TODO EL PROCEDIMIENTO DISCUTIDO PARA LA RESPUESTA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON GRADOS DE LIBERTAD MULTIPLES, SE CONSIDERO QUE LAS ESTRUCTURAS FUERAN LINEALES, ESTO ES, QUE SU RESPUESTA A FUERZAS DINAMICAS SERIA EXTRAIDA DE LOS VECTORES DE ACELERACION, VELOCIDAD O DESPLAZAMIENTOS POR MEDIO DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA LINEALES. COMO UN RESULTADO FISICO DE ESTA CARACTERISTICA, ES POSIBLE CALCULAR LA FORMA DE LOS MODOS DE VIBRAR, FRECUENCIAS Y EVALUAR LA RESPUESTA EN TERMINOS DE LAS COORDENADAS MODALES. ESTA APROXIMACION TIENE LA GRAN VENTAJA QUE ESTIMA UNA RESPUESTA DINAMICA ADECUADA QUE CASI SIEMPRE -- PUEDE SER CALCULADA POR CONSIDERACION DE UNOS CUANTOS MODOS DE VIBRAR, IGUALMENTE EN SISTEMAS QUE PUDIERAN TENER MUCHOS GRADOS DE LIBERTAD; DE ESTA MANERA EL TRABAJO DE CALCULO PUEDE REDUCIRSE SIGNIFICATIVAMENTE.

SIN EMBARGO, COMO UN PUNTO APARTE EN LA DISCUSION DE SISTEMAS CON GRADOS DE LIBERTAD MULTIPLES (COMO ES EL CASO DE PUENTES), HABRA MUCHOS CASOS EN QUE LAS PROPIEDADES FISICAS NO PODRAN SER CONSIDERADAS CONSTANTES DURANTE LA RESPUESTA SISMICA. LOS COEFICIENTES DE INFLUENCIA DE RIGIDECES PUEDEN ESTAR ALTERADOS POR LA CEDENCIA DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES O POR CAMBIOS SIGNIFICATIVOS EN LAS FUERZAS AXIALES DE LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA (CAUSARIA CAMBIOS EN LOS COEFICIENTES GEOMETRICOS DE RIGIDEZ). ES POSIBLE QUE LOS COEFICIENTES DE MASAS O DE AMORTIGUAMIENTOS SUFRAN CAMBIOS DURANTE LA RESPUESTA DINAMICA. ASI COMO ALGUNOS CAMBIOS ALTEREN LAS CARAC

TERISTICAS DE VIBRACION DEL SISTEMA (REALMENTE EL -  
SIMPLE CONCEPTO DE VIBRACION LIBRE NO ES AMPLIAMEN-  
TE APLICABLE EN UN SISTEMA NO LINEAL) Y POR TANTO -  
EL DESACOPAMIENTO DE LA ECUACION DE MOVIMIENTO EN  
COORDENADAS NORMALES NO ES POSIBLE.

LA UNICA APLICABILIDAD GENERAL PARA EL ANALISIS DE-  
SISTEMAS NO LINEALES ARBITRARIOS ES EL METODO DE --  
" INTEGRACION NUMERICA PASO A PASO" DE LA ECUACION-  
DE MOVIMIENTO. EN ESTA APROXIMACION, LA HISTORIA -  
DE RESPUESTA ES DIVIDIDA EN UNA SERIE DE INCREMEN--  
TOS CORTOS DE TIEMPO  $\Delta T$ , GENERALMENTE TOMADOS DE  
IGUAL MAGNITUD POR CONVENIENCIA DE CALCULO. LAS --  
CONDICIONES DE EQUILIBRIO DINAMICO SON ESTABLECIDAS  
AL COMIENZO Y AL FINAL DE CADA INTERVALO Y EL MOVI-  
MIENTO DEL SISTEMA DURANTE EL INCREMENTO DE TIEMPO-  
ES EVALUADO APROXIMADAMENTE SOBRE LA BASE DE UN ME-  
CANISMO DE RESPUESTA SUPUESTO (GENERALMENTE IGNORAN  
DO LA FALTA DE EQUILIBRIO QUE PUEDE DESARROLLARSE),  
ACEPTANDO EL USO DE UNA MATRIZ DE RIGIDECES TANGEN-  
TE, QUE SE CONSIDERE CONSTANTE EN  $\Delta T$ .

A GROSU MODO ESTE METODO SE RESUME DE LA SIGUIENTE-  
MANERA :

LA ECUACION EXPRESA EL EQUILIBRIO DEL INCREMENTO DE  
FUERZAS DESARROLLADAS DURANTE UN INCREMENTO  $\Delta T$  -  
( REFS. 3, 4 Y 5 ).

$$\Delta F_i(t) + \Delta F_D(t) + \Delta F_s(t) = \Delta P(t) \quad \text{--- (63)}$$

o

$$M \Delta \dot{x}'(t) + C(t) \Delta \dot{x}(t) + K(t) \Delta x(t) = \Delta P(t) \quad \text{--- (63')}$$

PARA UN INCREMENTO DE TIEMPO EL PROCEDIMIENTO DE --  
ANALISIS CONSISTE DE LOS SIGUIENTES PASOS :

1. LOS VALORES DE VELOCIDAD  $\dot{x}(T)$  Y DESPLAZAMIENTO  $x(T)$  SON CONOCIDOS O CUALQUIERA DE LOS DOS AL FINAL DEL INCREMENTO O COMO CONDICION INICIAL DEL PROBLEMA.
2. CON ESTOS VALORES Y LAS PROPIEDADES NO LINEALES DE LA ESTRUCTURA SON ESTABLECIDOS, EL AMORTIGUAMIENTO Y LA RIGIDEZ  $K(T)$  PARA EL INTERVALO, ASI COMO LOS VALORES DE AMORTIGUAMIENTO GENERAL  $F_D(T)$  Y LAS FUERZAS ELASTICAS.
3. LA ACELERACION ES PROPORCIONADA POR LA EXPRESION.

$$\ddot{x}(T) = \frac{1}{M} [P(T) - F_D(T) - F_s(T)] \quad \text{--- (64)}$$

ESTA ECUACION SIMBOLICA REPRESENTA LA ECUACION DE EQUILIBRIO PARA UN TIEMPO T .

4. EL INCREMENTO DE CARGA EFECTIVA  $\Delta \widetilde{P}(T)$  Y LAS RIGIDECES EFECTIVAS  $\widetilde{K}(T)$  SERAN CALCULADAS DE LAS SIGUIENTES ECUACIONES :

$$\widetilde{K}(T) = K(T) + \frac{6}{\Delta T^2} M + \frac{3}{\Delta T} C(T) \quad \text{--- (65)}$$

Y

$$\Delta \widetilde{P}(T) = \Delta P(T) + M \left[ \frac{6}{\Delta T} \dot{x}(T) + 3\ddot{x}(T) \right] + C(T) \left[ 3\dot{x}(T) + \right]$$



$$+ \frac{\Delta T}{2} \ddot{x}(T) \quad \text{-----} \quad (66)$$

5. EL INCREMENTO DE DESPLAZAMIENTO ES DADO POR LA ECUACION

$$\tilde{\Delta x}(T) = \tilde{\Delta P}(T) \quad \text{-----} \quad (67)$$

Y DE ESTOS LOS INCREMENTOS DE VELOCIDAD

$$\Delta \dot{x}(T) = \frac{3}{\Delta T} \Delta x(T) - 3\dot{x}(T) - \frac{\Delta T}{2} \ddot{x}(T) \quad \text{---} \quad (68)$$

6. POR ULTIMO LAS VELOCIDADES Y DESPLAZAMIENTOS AL FINAL DEL INCREMENTO SON CALCULADOS DE

$$\dot{x}(T + \Delta T) = \dot{x}(T) + \Delta \dot{x}(T) \quad \text{---} \quad (69)$$

$$x(T + \Delta T) = x(T) + \Delta x(T) \quad \text{---} \quad (70)$$

CUANDO SE LLEGA A ESTE SEXTO PASO, SIGNIFICA QUE HA SIDO FINALIZADO EL ANALISIS DE ESTE INCREMENTO DE TIEMPO Y EL PROCESO INTEGRO PUEDE SER REPETIDO PARA EL SIGUIENTE INTERVALO DE TIEMPO.

EN GENERAL LA INTEGRACION DIRECTA PASO A PASO ES USADA EN LA MAYORIA DE LOS CASOS EN LA EVALUACION DE RESPUESTAS DE ESTRUCTURAS COMPLEJAS SUJETAS A CARGAS IMPULSIVAS DE CORTA DURACION QUE TIENDEN

A EXCITAR MUCHOS MODOS DE VIBRAR PERO QUE REQUIERE-  
QUE SEA EVALUADA SOLAMENTE UNA HISTORIA DE RESPUES-  
TA CORTA.

CON TODO ESTO, ES MENESTER VOLVER A INSISTIR QUE EL  
ANALISIS DE PUENTES MUY ESPECIALES COMO POR EJEMPLO  
PUENTES COLGANTES, ATIRANTADOS, DE GRANDES CLAROS,-  
ETC. SEA MUCHO MAS CONVENIENTE ANALIZARLOS POR ES-  
TE METODO YA QUE EL COMPORTAMIENTO DE ESTOS PUENTES  
QUEDA FUERA DEL COMPORTAMIENTO LINEAL.

### 3.2.3.5 ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL ( REF. 13)

DURANTE LA DECADA PASADA SE INVIRTIERON UNA CONSIDE-  
RABLE CANTIDAD DE ESFUERZOS EN EL ESTADO DEL ARTE -  
RELACIONADO CON EL DISEÑO SISMICO DE PUENTES CARRE-  
TEROS. LA MAYOR PARTE DE LOS INTERESES RENOVADOS -  
PARA ESTE OBJETO, OBEDECEN A MUCHAS FALLAS ESPECTA-  
CULARES DE PUENTES DURANTE EL SISMO DE SAN FERNANDO,  
CALIFORNIA, 1971.

UNA DE LAS ACTIVIDADES SUMAMENTE COMPLICADAS EN IN-  
GENIERIA ESTRUCTURAL, ES EXPRESAR DE MANERA PRACTI-  
CA, LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL DISEÑO SIS-  
MICO EN EL ANALISIS DINAMICO DE SISTEMAS ESTRUCTURA-  
LES. LA MAYOR PARTE DE LOS PUENTES DISEÑADOS HOY -  
DIA PRESENTAN ESTE PROBLEMA DEBIDO A QUE DE LAS RE-  
CIENTES MODIFICACIONES A LAS ESPECIFICACIONES DE DI-  
SEÑO AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY  
AND TRANSPORTATION OFFICIALS) PARA EL DISEÑO SISMI-  
CO DE PUENTES CARRETEROS, LA INTRODUCCION AL PROCE-  
SO DE DISEÑO DE ESTAS ESTRUCTURAS REQUIERE LA TECNI-  
CA DE DOS PRINCIPIOS BASICOS EN DINAMICA; UTILIZA--

CION DE PROGRAMAS DE COMPUTADORA CON CAPACIDAD DE ANALISIS DINAMICO Y UN ADIESTRAMIENTO ADECUADO, INTRODUCTORIO EN EL ARTE DE ELABORAR MODELOS MATEMATICOS.

EN VIRTUD DE LOS NUEVOS CONCEPTOS INTRODUCIDOS A LAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO, ES MENESTER UN ESFUERZO CONTINUO PARA INSTRUIR, EN LA INGENIERIA DE PUENTES, LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL DISEÑO SISMICO DE ESTAS ESTRUCTURAS. DICHA INSTRUCCION DEBE ESTIMULAR EL USO INMEDIATO DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES E INSTRUMENTOS PARA EL DISEÑO SISMICO. EN SINTESIS, DEBE ESTIMULARSE EL INTERES, EN LA PRACTICA PROFESIONAL, AMPLIANDO LAS BASES NIVELANDO EN EL FUTURO EL AVANCE QUE PUEDE REALIZARSE EN EL DISEÑO SISMICO.

AUNQUE LA APLICACION DE LA DINAMICA ESTRUCTURAL AL CAMPO DE LA INGENIERIA DE PUENTES, QUE AUN SE ENCUENTRA EN ETAPA DE INFANCIA, HA VENIDO A AYUDAR A QUE CIERTOS TIPOS DE PUENTES PUEDAN IDEALIZARSE DE MANERA QUE PUEDAN SER FACILMENTE ANALIZADOS MATEMATICAMENTE. LA APROXIMACION DESCRITA A CONTINUACION, PUEDE UTILIZARSE EN UNA VARIEDAD DE DIVERSOS TIPOS DE PUENTES FACILITANDO AMPLIAMENTE LA TAREA DE LLEVAR A CABO LA DINAMICA ESTRUCTURAL DENTRO DE ESTE CAMPO.

EL METODO DE ANALISIS PARA UN SOLO MODO, COMO SE PRESENTA AQUI, ES UTILIZADO PARA CALCULAR LAS FUERZAS DE DISEÑO SISMICO DE UN PUENTE QUE PUEDA ESTAR CARACTERIZADO PARA QUE TENGA UNA MAYOR RESPUESTA DINAMICA EN UN SIMPLE MODO DE VIBRAR. POR OTRO LADO,

EL METODO DESDE UN PUNTO DE VISTA DE DINAMICA ESTRUCTURAL COMPLETAMENTE RIGUROSO, CONVIERTA UN PROBLEMA EN ESTATICO, DESPUES DE LA INTRODUCCION DE LAS FUERZAS DE INERCIA DERIVADAS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACCELERACIONES VALUADA PARA ESE SOLO MODO DE VIBRAR DEL SISTEMA. EL METODO COMO SE PRESENTA PUEDE SER APLICADO A MUCHOS TIPOS DE PUENTES QUE TIENEN SUPERESTRUCTURAS CONTINUAS O NO CONTINUAS, LAS CONDICIONES DE FRONTERA EN LOS ESTRIBOS Y PILAS, ADEMAS PODRIAN SER MODELADOS PARA INCLUIR LOS EFECTOS DE LA CIMENTACION.

PARA PUENTES CON GEOMETRIA, ALINEAMIENTOS POCO USUALES Y COMPONENTES ESTRUCTURALES QUE NO SE PRESENTAN PARA SU ANALISIS POR ESTE METODO; ENTONCES TENDRAN QUE ACOPLARSE A UN SISTEMA DE COORDENADAS TRIDIMENSIONAL DENTRO DE CADA MODO DE VIBRAR. MUCHAS VECES, ESTOS PUENTES TIENEN CONTRIBUCIONES SIGNIFICATIVAS EN MAS DE UN MODO DE VIBRAR Y DE ESTA MANERA REQUIEREN UN ANALISIS DINAMICO MAS RIGUROSO, INCLUYENDO VARIOS MODOS DE VIBRAR.

LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE TÍPICAMENTE PUEDE TENER JUNTAS DE EXPANSION EN LAS PILAS O EN LA MISMA SUPERESTRUCTURA. ESTAS JUNTAS DE EXPANSION NO TIENEN CAPACIDAD PARA TRANSMITIR MOMENTOS TRANSVERSALES ENTRE SECCIONES ADYACENTES A LA MISMA SUPERESTRUCTURA. LA ECUACION DE MOVIMIENTO DE UN SISTEMA CONTINUO REPRESENTANDO ESTE SISTEMA, ES FORMULADO, UTILIZANDO PRINCIPIOS DE ENERGIA. EL PRINCIPIO DE DESPLAZAMIENTOS VIRTUALES PUEDE SER EMPLEADO PARA FORMULAR UN MODELO PARAMETRICO GENERALIZADO DE UN SISTEMA CONTINUO DE MANERA QUE SE APROXIME AL COMPORTAMIENTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA, CON-

SIDERANDO UN SOLO MODO EN MOVIMIENTO TRANSVERSAL, -  
UN GRADO DE LIBERTAD "GENERALIZANDO PARAMETROS", --  
PUEDE CONSTRUIRSE UN MODELO.

EL METODO DE ANALISIS SISMICO PARA UN SOLO MODO, ES  
TA ENFOCADO PARA ENCONTRAR LA RESPUESTA SISMICA - -  
TRANSVERSAL DE UN PUENTE, ES DECIR, CUANDO EL SISMO  
LLEGA PERPENDICULAR A SU EJE LONGITUDINAL. COMO SE  
MENCIONO ANTERIORMENTE, EL METODO SE BASA ESENCIAL-  
MENTE EN LOS PRINCIPIOS DE ENERGIA CINETICA, TRABA-  
JO VIRTUAL, ENERGIA DE DEFORMACION Y LA ECUACION GE-  
NERAL DE MOVIMIENTO.

$$\ddot{Y}(T) + 2 \xi W \dot{Y}(T) + W^2 Y(T) = \frac{\beta}{V} \ddot{X}_G(T) \quad \text{--- (71)}$$

$$\text{DONDE } \beta = \int_0^L w(x) Y_s(x) dx$$

VALUANDO  $C_s$  EN FORMA ADIMENSIONAL UTILIZANDO EL ES-  
PECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACIONES, ESTO ES

$$C_s = \frac{S_A}{G} (\xi, T) \quad \text{--- (72)}$$

DONDE  $S_A(\xi, T)$  ES EL VALOR DEL ESPECTRO DE --  
ACELERACIONES PARA UN DETERMINADO PERIODO DE LA ES-  
TRUCTURA,

DADA LA VISTA EN PLANTA DE LA PLATAFORMA DE UN PUEN-  
TE SUJETO A CARGA TRANSVERSAL, ASI COMO SE MUESTRA-  
EN LA FIG. 21A; EL PROCEDIMIENTO SE RESUME EN LOS-  
SIGUIENTES PASOS :

PRIMER PASO.- CALCULAR LOS DESPLAZAMIENTOS  $Y_s(x)$  - DEBIDO A LA APLICACION DE UNA CARGA UNIFORME  $W_0$ , TAL COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 21A.

DONDE  $W_0$  ES UNA CARGA UNIFORMEMENTE APLICADA A TODO LO LARGO DEL PUENTE (DE PREFERENCIA  $W_0=1$  TON/M) Y  $Y_s(x)$  SERAN LOS DESPLAZAMIENTOS ESTATICOS PRODUCIDOS EN LA ESTRUCTURA DEBIDOS A LA CARGA UNIFORME  $W_0$ .

SEGUNDO PASO.- CALCULO DE LOS FACTORES DE LAS SIGUIENTES EXPRESIONES :

$$\alpha = \int Y_s(x)DX \text{ ----- (73)}$$

$$\beta = \int w(x)Y_s(x)DX \text{ ----- (74)}$$

$$\gamma = \int w(x)Y_s(x)^2DX \text{ ----- (75)}$$

DONDE  $w(x)$  ES LA CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE (DE PREFERENCIA EN TON/M). LAS FUERZAS-CALCULADAS CON  $\alpha$ ,  $\beta$  Y  $\gamma$  TIENEN LAS SIGUIENTES UNIDADES  $(L^2)$ ,  $(FL^2)$  Y  $(FL^3)$  RESPECTIVAMENTE.

TERCER PASO.- CALCULAR EL PERIODO DE LA ESTRUCTURA (SEGUNDOS) USANDO LA SIGUIENTE EXPRESION :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{W_0 G \alpha}} \text{ ----- (76)}$$

DONDE  $G$  ES LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD  $(LT^{-2})$ .

CUARTO PASO.- CALCULO DE LA CARGA ESTATICA EQUIVALENTE SISMICA  $P_E(x)$  DE LA EXPRESION

$$P_E(x) = \frac{\beta C_s}{\gamma} w(x) Y_s(x) \text{ --- (77)}$$

DONDE  $C_s$  ES EL COEFICIENTE SISMICO OBTENIDO COMO -- UNA FUNCION DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA PARA UNA -- RELACION DE AMORTIGUAMIENTO DADA Y  $P_E(x)$  ES LA INTENSIDAD DE LA CARGA ESTATICA EQUIVALENTE SISMICA -- APLICADA PARA REPRESENTAR EL PRIMER MODO DE VIBRAR -- ( $F L^{-1}$ ).

QUINTO PASO.- APLICACION DE LA CARGA  $P_E(x)$  A LA ESTRUCTURA COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA 21B Y POSTERIORMENTE DETERMINAR LAS ACCIONES DE DISEÑO DE -- LOS MIEMBROS.

### 3.3

#### ANALISIS ESTATICO

DEBIDO A LAS MULTIPLES DIFICULTADES QUE ESTABLECE -- EL ANALISIS DINAMICO Y A LA EVIDENTE NECESIDAD DE -- HACER USO DE COMPUTADORA SOBRE TODO PARA EL ANALI-- SIS SISMICO DE PUENTES, YA QUE ESTOS, PRESENTAN -- GRAN NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD; FUE NECESARIO DE SARROLLAR UN METODO APROXIMADO POR MEDIO DEL CUAL -- SE PUEDE ESTIMAR UNA FUERZA CORTANTE QUE REPRESENTA LA ACCION SISMICA ACTUANDO SOBRE LA ESTRUCTURA (REF. 5).

EL METODO DE LA FUERZA ESTATICA ES UNA SIMPLIFICA-- CION DEL ANALISIS DINAMICO Y PARA ELLO SE CONSIDERA UNICAMENTE EL MODO FUNDAMENTAL. RECORDANDO LA ECUA

CIÓN (41), SE TIENE

$$\ddot{Y}_1 + 2 \xi W_1 \dot{Y}_1 + W_1^2 Y_1 = \frac{L_1}{M_1} \ddot{X}_G$$

DE LA ECUACION (46) Y PARA EL MODO FUNDAMENTAL

$$Y_1 \text{ MAX} = \frac{L_1}{M_1} S_D = \frac{L_1}{M_1} \cdot \frac{1}{W_N} S_V = \frac{L_1}{M_1} \frac{1}{W_1^2} S_A$$

$$\Rightarrow X_1 \text{ MAX} = \theta_1 Y_1 \text{ MAX}$$

$$F_{\text{MAX}1} = K \theta_1 X_1 \text{ MAX} ; K \theta_1 = W_1^2 M \theta_1$$

$$F_{\text{MAX}1} = \cancel{W_1^2} M \theta_1 \cdot \frac{L_1}{M_1} \frac{1}{\cancel{W_1^2}} S_{A1}$$

$$V_1 \text{ MAX} = \frac{L_1}{M_1} S_A \{1\} M \theta_1 = \frac{L_1^2}{M_1} S_{A1}$$

DIVIDIENDO Y MULTIPLICANDO POR G (ACELERACION DE LA GRAVEDAD)

$$V_1 \text{ MAX} = \frac{L_1^2}{M_1} S_{A1} \frac{G}{G} = \frac{S_{A1}}{G} \frac{L_1^2}{M_1} G$$

$$C = \frac{S_A}{G} \quad Y \quad W = \frac{L_1^2}{M_1} G$$



$$\therefore V_{\text{MAX}} = C_1 W_1 \text{-----} (78)$$

DONDE

C = COEFICIENTE SISMICO

W = PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.

LA ECUACION (78) REPRESENTA LA FUERZA CORTANTE SISMICA EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA. LA APLICACION DE ESTA ECUACION SERA ACEPTABLE EN FUNCION DE LA IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA SEGUN CONSIDERACIONES DEL PROYECTISTA.

POR OTRA PARTE DE LA ECUACION (78) PUEDE INFERIRSE LA FUERZA SISMICA QUE DEBERA APLICARSE EN EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA ESTRUCTURA, ES DECIR

$$F_s = C W \text{-----} (78')$$

DESDE LUEGO QUE C, DEBERA CONTEMPLAR EL TIPO DE ESTRUCTURA, ASI COMO LA DUCTILIDAD DE LA MISMA.

### 3.4 NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES.

ES MUY IMPORTANTE HACER NOTAR, QUE ASI COMO EXISTE EN MEXICO TODA UNA SERIE DE REGLAMENTOS Y SUGERENCIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS O CASAS HABITACION, ES DE ESPERARSE QUE TAMBIEN EXISTA UN REGLAMENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION PARA PUENTES. UNA DE LAS DEPENDENCIAS ESTATALES QUE HA NORMADO ESTE REGLAMENTO EN NUESTRO PAIS, ES LA SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS (S.A.H.O.P.) YA QUE GENERALMENTE A ESTA, LE COMPETE EN LA MAYORIA DE LOS CASOS, DISEÑAR Y CONSTRUIR ESTAS ESTRUCTURAS EN EL PAIS. AHORA BIEN, ESTAS NORMAS ESTABLECIDAS POR DICHA DEPENDENCIA ESENCIALMENTE SE BASAN EN LAS ESPECIFICACIONES ESTANDAR PARA PUENTES CARRETEROS ADOPTADAS POR LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (A.A.S.H.T.O.).

POR OTRA PARTE, DEBIDO A LA ESTANDARIZACION INTERNACIONAL DE ESTAS NORMAS PARA PUENTES (A.A.S.H.T.O.); LA PROPIA SECRETARIA (S.A.H.O.P.), RECOMIENDA O PREFERE QUE SE EMPLEEN PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION, -- LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O. CON TODO ESTO, ES MENESTER QUE SE HAGA UN ESTUDIO DE ESTAS ESPECIFICACIONES PRINCIPALMENTE EN CUANTO AL ANALISIS SISMICO DE PUENTES SE REFIERE.

#### 3.4.1 CRITERIOS A.A.S.H.T.O.

A.A.S.H.T.O. ESTIPULA EN LA SECCION NUMERO 2, ARTI

CULO 1.2.2.0 CORRESPONDIENTE A CARGAS DE DISEÑO LO SIGUIENTE (REF.14) :

EN REGIONES DONDE LOS SISMOS PUEDEN SER ESPERADOS, EL DISEÑO ESTRUCTURAL SERIA PARA RESISTIR MOVIMIENTOS SISMICOS POR RELACION; CONSIDERANDO LA FALTA DE ACTIVIDAD EN EL LUGAR, LA RESPUESTA SISMICA DE LOS SUELOS EN EL SITIO Y LAS CARACTERISTICAS DE RESPUESTA DINAMICA TOTAL DE LA ESTRUCTURA EN CONCORDANCIA CON EL SIGUIENTE CRITERIO :

A) METODO DE LA FUERZA ESTATICA EQUIVALENTE

PARA ESTRUCTURAS CON MIEMBROS DE APOYO APROXIMADAMENTE DE IGUAL RIGIDEZ, PODRA APLICARSE A LA ESTRUCTURA UNA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE (EQ). LA DISTRIBUCION DE LA FUERZA COMPRENDERA LA RIGIDEZ DE LA SUPERESTRUCTURA Y MIEMBROS DE APOYO, EMPOTRAMIENTOS RESTRINGIDOS Y LA POSICION ESVAJADA DE LA ESTRUCTURA.

$$1) \quad EQ = C.F. W$$

DONDE

EQ = ES LA FUERZA ESTATICA EQUIVALENTE APLICADA EN EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA ESTRUCTURA.

F = FACTOR DE ESTRUCTURACION

F = 1.0 PARA ESTRUCTURAS DONDE SOLO LAS COLUMNAS O PILAS RESISTAN LA FUERZA HORIZONTAL.

F = 0.80 PARA ESTRUCTURAS DONDE MARCOS CONTINUOS RESISTAN LA FUERZA HORIZONTAL APLICADA A TODO EL MARCO .

$W$  = EL PESO TOTAL POR CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA.

$$2) C = A.R.S / Z$$

$C$  = COEFICIENTE DE RESPUESTA COMBINADO.

EL CALCULO DEL COEFICIENTE "C" NO SERA MENOR -  
QUE 0.10 PARA ESTRUCTURAS CON "A" MAYOR IGUAL -  
A 0.3g Y 0.06 PARA ESTRUCTURAS CON "A" MENORES  
QUE 0.3g.

PUEDEN UTILIZARSE LOS VALORES DE COEFICIENTES PARA -  
DIVERSAS PROFUNDIDADES DE MATERIAL ALUVION HASTA --  
MANTO ROCOSO DADOS EN LA FIGURA 22A, B, C Y D.

$A$  = MAXIMA ACELERACION ESPECTRAL EN EL LECHO ROCOSO DEL LUGAR.

PARA NUESTRO PAIS, LA FIGURA 20 MUESTRA LA REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA (REF. 15); UTILIZANDOSE CON LA SUBSECUENTE ASIGNACION DEL MAXIMO ESPECTRO DE ACELERACION. LA ACELERACION MAXIMA-EXACTA SERIA UTILIZADA EN ZONAS DONDE SE VALUA EN - LA FIGURA 20, ESTO ES

ZONA A	$A = 0.08g$
ZONA B	$A = 0.16g$
ZONA C	$A = 0.24g$
ZONA D	$A = 0.48g$

DONDE

- $g = 32.2 \text{ FT/SEG}^2$  o  $9.81 \text{ M/SEG}^2$   
 $R =$  LA RESPUESTA NORMALIZADA DEL ESTRATO.  
 $S =$  RELACION DE AMPLIFICACION ESPECTRAL DEL SUELO.  
 $Z =$  REDUCCION POR DUCTILIDAD Y RIESGO SISMICO

$$3) \quad T = 0.32 \sqrt{\frac{W}{P}} \quad \text{o} \quad \left( \sqrt{\frac{W \text{ (EN KG)}}{P \text{ (EN N)}}} \right)$$

$T =$  PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA EN SE--  
GUNDOS.

$P =$  FUERZA TOTAL UNIFORME, QUE SE REQUIERE PARA -  
PROVOCAR UN DESPLAZAMIENTO UNITARIO HORIZON--  
TAL DE LA ESTRUCTURA (RIGIDEZ DE LA ESTRUCTU--  
RA).

EL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA TAMBIEN --  
PUEDE SER CALCULADA UTILIZANDO TECNICAS DE ANALISIS  
DINAMICO.

#### B) METODO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.

PARA ESTRUCTURAS COMPLEJAS, SE EMPLEARA UN ESPECTRO  
DINAMICO APROXIMADO PARA EL ANALISIS SISMICO.

LAS CURVAS DE RESPUESTA COMBINADA "C" DADAS EN LAS-  
FIGURAS 22A, B, C Y D O CURVAS EQUIVALENTES, MO-  
DIFICADAS POR EL FACTOR DE ESTRUCTURACION "F" PUE--  
DEN SER UTILIZADAS COMO EL ESPECTRO DE RESPUESTA DE  
DISEÑO.

#### C) CASOS ESPECIALES

EN ESTRUCTURAS ADYACENTES A FALLAS ACTIVAS, SITUADAS EN CONDICIONES GEOLOGICAS EXTRAÑAS, ESTRUCTURAS POCO USUALES Y QUE TENGAN UN PERIODO FUNDAMENTAL MAYOR QUE 3.0 SEG. SE CONSIDERARAN CASOS ESPECIALES. ESTAS ESTRUCTURAS REQUERIRAN SER DISEÑADAS USANDO SISMICIDAD COMUN, RESPUESTA DEL SUELO Y TECNICAS DE ANALISIS DINAMICO.

D) DISEÑO DE ELEMENTOS DE FIJACION :

LOS ELEMENTOS DE FIJACION PARA LIMITAR EL DESPLAZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA POR EJEMPLO ARTICULACIONES DE LIGA, BLOCKS DE CORTANTE ETC. SE DISEÑARAN PARA LA SIGUIENTE FUERZA.

$$EQ = 0.25 \times \text{CONTRIBUCION DL} - \text{LOS CORTANTES DE LA COLUMNA DEBIDO A EQ.}$$

D = CARGA MUERTA

L = CARGA VIVA

"LA CONTRIBUCION DE DL" ES DETERMINADA EXAMINANDO EL MARCO COMPLETAMENTE. POR EJEMPLO, UN SOLO TRAMO FIJO EN UN EXTREMO Y LIBRE EN EL OTRO; HABRA EN LA SUPERESTRUCTURA LA "CONTRIBUCION LD" PARA FUERZAS LONGITUDINALES EN EL ESTRIBO FIJO, MIENTRAS QUE UN MEDIO DE SUPERESTRUCTURA DL ACTUARA EN CADA ESTRIBO PARA FUERZA TRANSVERSAL.

PARA UNA ESTRUCTURACION, COMO PUENTES DE DOS TRAMOS, LA LONGITUD INTEGRA DE LA ESTRUCTURA SERA UTILIZADA COMO CONTRIBUCION DE LONGITUD EN LA DIRECCION LONGI

TUDINAL. LA FUERZA RESULTANTE PUEDE SER REDUCIDA - DEDUCIENDO EL CORTANTE EN LA COLUMNA DEBIDO A EQ.

PARA ARTICULACIONES USAR  $0.25 \times DL$  DE LA MENOR DE LAS DOS ESTRUCTURACIONES Y DEDUCIR EL CORTANTE DE LA COLUMNA DEBIDO A LA FUERZA ESTATICA EQUIVALENTE (EQ).

ES MUY IMPORTANTE ACLARAR, QUE EL MAPA DE LA REPUBLICA MEXICANA MOSTRADO EN LA FIG. 20, FUE ELABORADO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS; PARA PERIODOS DE RETORNO DIFERENTES SE PUEDE CONSULTAR LA REFERENCIA 15. LOS VALORES DE ACELERACION DEL TERRENO PARA LAS DIFERENTES ZONAS INDICADAS EN EL MAPA PUEDEN SER INCREMENTADAS PARA CONDICIONES LOCALES DEL SUELO Y REDUCIRSE EN PROPORCION A LA DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA, LA ESTRUCTURACION DEL SISTEMA Y LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION.

#### 4. APLICACION

CON LA TEORIA PRESENTADA ANTERIORMENTE RESULTA APROPIADO HACER UNA APLICACION REAL ENFOCADA AL ANALISIS SISMICO DE PUENTES. PARA ESTE OBJETO SE HA SELECCIONADO UNA ESTRUCTURA QUE SE LOCALIZA EN UNA ZONA B SOBRE SUELO TIPO III (TERRENO COMPRESIBLE), SIENDO ESTA DE CONCRETO REFORZADO CON SUPERESTRUCTURA FORMADA POR TRES TRAMOS CONTINUOS DE SECCION EN CAJON, CON CLAROS DE 12 M, 26 M Y 12 M, RESPECTIVAMENTE, DANDO UNA LONGITUD TOTAL DE 50 M, FORMANDO UN MARCO CON LAS PILAS; TIENE UN ANCHO DE CALZADA DE 7.50 M, (FIGURA 23). ES IMPORTANTE ACLARAR QUE EL ANALISIS SISMICO SE EFECTUARA INDEPENDIEMENTE EN TRES DIRECCIONES ORTOGONALES, ES DECIR, SISMO LONGITUDINAL, SISMO VERTICAL Y SISMO TRANSVERSAL.

PARA INICIAR EL ANALISIS SISMICO ES MENESTER ESTABLECER PRIMERAMENTE UN MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA. DICHO MODELO ESTARA FORMADO POR CONCENTRACIONES DE MASA EN LOS PUNTOS DONDE SE DESEE A TODO LO LARGO DE ELLA Y A LAS CONDICIONES REALES DE FRONTERA A LAS QUE SE VERA SUJETA LA ESTRUCTURA DURANTE EL ANALISIS SISMICO. EN LA FIGURA 24 SE MUESTRA UNA MODELACION DE LA MISMA Y A PARTIR DE ELLA SE OBTENDRAN LOS ELEMENTOS NECESARIOS PARA EL ANALISIS.

POR OTRO LADO, ES BIEN SABIDO QUE UNA ESTRUCTURA ENTRE MAS DISCRETIZADA SEA, ES DECIR, ENTRE MAYOR NUMERO DE MASAS CONCENTRADAS TENGA, MAS REAL SERA SU COMPORTAMIENTO PERO, POR OTRO LADO, CONLLEVA A TRABAJAR CON MATRICES DE ORDEN CONSIDERABLE; LO CUAL SE TRADUCE EN MAYOR TIEMPO Y ESFUERZO, ASI POR EJEMPLO, -



EN UN AUMENTO DEL NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD, EVIDENTEMENTE EL ORDEN DE LAS MATRICES DE MASAS Y DE RIGIDEZES SE INCREMENTA, Y EL NUMERO DE ITERACIONES PARA CALCULAR LOS MODOS DE VIBRAR CONSECUENTEMENTE.

EN VIRTUD DE ESTAS DIFICULTADES NUMERICAS FUE NECESARIO DESARROLLAR UN PROGRAMA DE COMPUTADORA EN LENGUAJE FORTRAN, BASADO EN LA TEORIA EXPUESTA ANTERIORMENTE, DE TAL SUERTE QUE LLEVA A CABO EL ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL Y VERTICAL. EL PROGRAMA REALIZA LAS SIGUIENTES OPERACIONES.

1. LEE E IMPRIME LOS ELEMENTOS DISTINTOS DE CERO DE LA MATRIZ DE EQUILIBRIO ( $A_{I, J}$ ).
2. LEE E IMPRIME EL NUMERO DE MIEMBRO, SU TIPO, RIGIDEZ EN FLEXION  $EI/L$  Y CALCULA LA MATRIZ DE RIGIDEZES PARA CADA UNO DE LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA.
3. LEE EL VECTOR DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA ( $R$ ) Y LOS VALORES DE CADA UNA DE LAS MASAS CONCENTRADAS E IMPRIME UNICAMENTE LOS VALORES DE LAS MASAS.
4. CALCULA E IMPRIME LA MATRIZ DE COEFICIENTES DE INFLUENCIA DE FLEXIBILIDADES DE LA ESTRUCTURA ( $D_M$ ), MEDIANTE LAS CONSIDERACIONES PRESENTADAS EN LOS PUNTOS 3.2.1.2 Y 3.2.2.
5. IMPRIME EL NUMERO DE MODOS SOLICITADOS Y EL FACTOR DE DUCTILIDAD.

6. CALCULA LA MATRIZ DINAMICA  $(DM)_N$  EXPRESADA EN LAS ECUACIONES (22) Y (24).
7. CALCULA E IMPRIME EL NUMERO DE ITERACIONES EN LA BUSQUEDA DEL MODO  $\vartheta_N$ , SU FRECUENCIA  $W_N$ , EL PERIODO  $T_N$ , LA ORDENADA ESPECTRAL  $SA_N$  Y EL FACTOR DE PARTICIPACION  $L_N$  PARA CADA UNO DE LOS MODOS SOLICITADOS.
8. CALCULA E IMPRIME LAS FUERZAS SISMICAS FINALES - APLICADAS EN CADA UNA DE LAS MASAS CONCENTRADAS, MEDIANTE LA SUPERPOSICION DE EFECTOS UTILIZANDO LA RAIZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS DE LAS CONTRIBUCIONES MODALES (ECUACION 51).
9. CALCULA E IMPRIME LOS GIROS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA UNO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD (PARA DESPLAZAMIENTOS REALES EN LA ESTRUCTURA DEBERAN MULTIPLICARSE POR EL FACTOR DE DUCTILIDAD  $\mu$ ), ASI COMO TAMBIEN LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS EXTREMOS DE CADA UNO DE LOS MIEMBROS QUE INTEGRAN EL SISTEMA.

A CONTINUACION SE DESCRIBE LA MANERA DE PROPORCIONAR DATOS AL PROGRAMA PARA FINES DE ANALISIS-SISMICO:

#### DATOS GENERALES

PRIMERA TARJETA ( 15 )

COLUMNA	VARIABLES	DESCRIPCION
1-5	JJ	NUMERO DE LA ESTRUCTURA POR RESOLVER.

SEGUNDA TARJETA ( 79H )

COLUMNA	VARIABLE	DESCRIPCION
1-80		CUALQUIER COMENTARIO -- QUE GUSTE HACER EL USUARIO PARA IDENTIFICAR LA ESTRUCTURA POR ANALIZAR.

TERCERA TARJETA ( 715, F5.0 )

COLUMNA	NOTAS	VARIABLE	DESCRIPCION
1-5		NP	NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUCTURA
6-10		NM	NUMERO DE MIEMBROS QUE INTEGRAN AL SISTEMA
11-15		NPS	NUMERO DE MASAS CONCENTRADAS EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL
16-20	(1)	IZONA	LUGAR DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA EN ZONA SISMICA

26-30	(2)	JTIPT	TIPO DE TERRENO DE CIMENTACION
31-35		LQ	FACTOR DE DUCTILIDAD - DE LA ESTRUCTURA
36-40	(3)	PORCEN	PORCENTAJE DE ACELERACION SISMICA PARA REALIZAR EL ANALISIS
41-80			BLANCO

### DATOS DEL MARCO

#### 1. MATRIZ DE EQUILIBRIO ( 8 (212, F6.5 ) )

COLUMNA	NOTAS	VARIABLE	DESCRIPCION
1-80	(4)	JR, JC A (JR,JC)	ELEMENTOS DISTINTOS DE CERO PERTENECIENTES A LA MATRIZ DE CONTINUIDAD

#### 2. PROPIEDADES DE MIEMBROS ( I4, I 1, F 15.3 )

COLUMNA	NOTAS	VARIABLE	DESCRIPCION
1-4		MIEM	NUMERO DE MIEMBRO
5	(5)	TIPO	TIPO DE MIEMBRO

6-20 (6) RIG RIGIDEZ DE MIEMBRO EN -  
FLEXION ( E I/L )

3. VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS SEUDOESTATICOS Y MASAS -  
CONCENTRADAS ( 8 ( I 1, F 9.0 )

COLUMNA	NOTAS	VARIABLE	DESCRIPCION
1-80	(7)	R AMASS	VALORES DE LOS DESPLAZA- MIENTOS SEUDOESTATICOS- Y MASAS CONCENTRADAS

UNA VEZ PERFORADOS LOS DATOS DE MARCO EN EL ORDEN SE-  
ÑALADO ANTERIORMENTE DEBERA INDICARSE LO SIGUIENTE :

SI SE REQUIERE LA SOLUCION INMEDIATA DE OTRO PROBLEMA,  
HABRA QUE PERFORAR EN UNA TARJETA, EL NUMERO DE LA ES-  
TRUCTURA POR RESOLVER Y POR CONSIGUIENTE SU CORRESPON-  
DIENTE JUEGO DE DATOS ( NOTA 8 ). EN CASO CONTRARIO-  
DICHA TARJETA DEBERA INDICAR EL FIN DEL TRABAJO, ME-  
DIANTE LA PERFORACION DE UN NUMERO NEGATIVO O CERO, -  
DENTRO DE UN CAMPO I 5 .

NOTAS :

- (1) REQUIERE EL EMPLEO DE LA FIGURA 20, CON LA FINA-  
LIDAD DE UBICAR A LA ESTRUCTURA DENTRO DE LAS -  
ZONAS AHI MENCIONADAS. LA FORMA DE INDICAR DI-  
CHA ZONA AL PROGRAMA SERA : 0 = ZONA PARA EL D.  
F., 1 = ZONA A, 2 = ZONA B, 3 = ZONA C Y 4 =  
ZONA D.

EN GENERAL LOS PUENTES SE CONSIDERAN ESTRUCTURAS PERTENECIENTES AL GRUPO A DE AHI, QUE EL PROGRAMA TOMA EN CUENTA ESTA CONSIDERACION, MULTIPLICANDO INTERNAMENTE EL COEFICIENTE SISMICO C, CORRESPONDIENTE POR 1.3.

- (2) INDICAR AL PROGRAMA EL TIPO DE SUELO DE CIMENTACION PARA LA ESTRUCTURA DE LA SIGUIENTE MANERA : 1 = TERRENO TIPO I (FIRME), 2 = TERRENO TIPO II (TRANSICION) Y 3 = TERRENO TIPO III (COMPRESIBLE ).
- (3) EN CASO DE QUE SE PRETENDA UTILIZAR UN PORCENTAJE DE LA ORDENADA ESPECTRAL, DEBERA INDICARSE EN FORMA DECIMAL. EN CASO CONTRARIO BASTARA CON INDICAR 1.0.
- (4) SE SUMINISTRARAN OCHO ELEMENTOS DE A Y SUS CORRESPONDIENTES COORDENADAS ( I, J ) POR TARJETA; DENTRO DE LA CUAL EXISTEN OCHO CAMPOS DE DIEZ COLUMNAS CADA UNO. PARA CADA CAMPO LAS DOS PRIMERAS COLUMNAS ALOJARAN EL VALOR DE I, LAS DOS SIGUIENTES EL VALOR DE J Y LAS SEIS RESTANTES EL VALOR DE A.
- (5) EL PROGRAMA CONTEMPLA UNICAMENTE LOS TRES TIPOS DE MIEMBROS SEÑALADOS CON ANTERIORIDAD EN LA FIGURA 14. LA MANERA DE INDICAR AL PROGRAMA EL TIPO DE MIEMBRO DEL QUE SE TRATA SERA : TIPO 0 CORRESPONDERA A LA FIGURA 14 A, TIPO 1 A LA FIGURA 14 B Y TIPO 2 A LA FIGURA 14 C.
- (6) LAS PROPIEDADES DE CADA MIEMBRO, DEBERAN SUMI-

NISTRARSE INDIVIDUALMENTE, POR TARJETA.

- (7) SE SUMINISTRARAN OCHO VALORES DE R (VECTOR - DE COEFICIENTES SEUDOESTATICOS) Y DE MASAS -- CONCENTRADAS, POR TARJETA; DENTRO DE LA CUAL - EXISTEN OCHO CAMPOS DE DIEZ COLUMNAS CADA UNO. PARA CADA CAMPO, LA PRIMERA COLUMNA ALOJARA EL VALOR DE R Y LAS NUEVE RESTANTES, EL VALOR DE LA MASA CONCENTRADA.
- (8) EL PROGRAMA FUE IMPLANTADO PARA RESOLVER "N" - ESTRUCTURAS DIFERENTES, EN UNA MISMA RUTINA DE TRABAJO. POR TANTO, SE TENDRAN "N" JUEGOS DE DATOS PARA DICHAS ESTRUCTURAS. DESDE LUEGO, - NO OLVIDAR SEÑALAR AL PROGRAMA EL FIN DEL TRABAJO EN EJECUCION.

ESTE PROGRAMA DE ANALISIS SISMICO DE VIGAS Y MARCOS CON MASAS CONCENTRADAS ES ELEMENTAL. LO IMPORTANTE, ES QUE SE BASA EN LOS CONCEPTOS EXPUESTOS EN LOS -- PUNTOS ANTERIORES; POR OTRO LADO CABE SEÑALAR LAS - SIGUIENTES OBSERVACIONES AL RESPECTO :

1. SE RECOMIENDA TRABAJAR CON UNIDADES CONSISTEN-- TES, POR EJEMPLO, LONGITUD (M), MODULO DE ELASTICIDAD  $E$  (TON/M<sup>2</sup>), MOMENTOS DE INERCIA  $I$  (M<sup>4</sup>) Y MA-- SAS  $M$  (TON SEG<sup>2</sup>/M).
2. ACEPTA ESTRUCTURAS HASTA CON 30 MIEMBROS COMO - MAXIMO, 45 GRADOS DE LIBERTAD, 30 CONCENTRACIONES - DE MASA Y EL ANALISIS SISMICO QUE DESARROLLA ES CONSIDERANDO QUE TODOS LOS APOYOS SUFREN EL MISMO DESPLAZAMIENTO DURANTE LA EXCITACION (MOVIMIENTO DE -- APOYO RIGIDO).

UNA VEZ PRESENTADO EL INSTRUCTIVO DE USUARIO PARA EL PROGRAMA DE "ANALISIS SISMICO DE VIGAS Y MARCOS CON MASAS CONCENTRADAS" ( A.S.V.M.M.C. ), VOLVAMOS NUEVAMENTE NUESTRA ATENCION HACIA EL PROBLEMA PLANTEADO - AL COMIENZO DE ESTE CAPITULO.

ANTES DE REALIZAR EL ANALISIS SISMICO EN TRES DIRECCIONES ORTOGONALES, COMO SE MENCIONO ANTERIORMENTE, - ES MUY IMPORTANTE ESTABLECER ALGUNAS CONSIDERACIONES GENERALES, BAJO LAS CUALES SE LLEVARA A CABO ESTE -- ANALISIS.

1. PARA EL ANALISIS EN LAS TRES DIRECCIONES, SE CONSIDERARA QUE TODOS LOS APOYOS SUFREN EL MISMO DESPLAZAMIENTO DURANTE LA EXCITACION SISMICA (EXCITACION - DE APOYO RIGIDO ).
2. EL ANALISIS SE EFECTUARA CONSIDERANDO AL PUENTE - EN SERVICIO.
3. DE ACUERDO A LA ZONA Y TIPO DE TERRENO DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA SE ESTABLECERA EL ESPECTRO - DE DISEÑO CON BASE A LA FIGURA 20 Y TABLA 7.
4. DEBIDO A LA IMPORTANCIA QUE REPRESENTAN LOS PUENTES EN NUESTRO PAIS, EL PUENTE EN ESTUDIO SE CONSIDERARA ESTRUCTURA TIPO A. POR CONSIGUIENTE, EL COEFICIENTE SISMICO ( C ) SE VERA INCREMENTADO EN UN 30 - POR CIENTO; SE CONSIDERA UN FACTOR DE DUCTILIDAD = 4 Y UNA RESISTENCIA DEL CONCRETO  $F'_C = 250 \text{ KG/CM}^2$ .
5. ESTIMACION DE LA CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA Y POR CONSIGUIENTE DE LA MASA POR UNIDAD DE LONGITUD.



SECCION RESISTENTE DE SUPERESTRUCTURA :		
3.13 x 2.4	=	7.512 Ton/M
CARPETA ASFALTICA (E = 5 CM) :		
7.20 x 0.05 x 1.5	=	0.540 Ton/M
PESO GUARNICION :		
0.20 x 2.40	=	0.696 Ton/M
PARAPETOS :	=	0.064 Ton/M
		<hr/>
CARGA MUERTA TOTAL ( w )	=	8.812 Ton/M
PESO PROPIO PILA: 3.50 x 0.60 x 2.4=		5.04 Ton/M
MASA DE SUPERESTRUCTURA		
POR METRO LINEAL	=	0.8983 Ton SEG <sup>2</sup> /M <sup>2</sup>
MASA DE PILA		
POR METRO LINEAL	=	0.5138 Ton SEG <sup>2</sup> /M <sup>2</sup>

#### ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL Y VERTICAL

PARA LLEVAR A CABO EL ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA EN DOS DIRECCIONES SE HARA USO DEL PROGRAMA ELABORADO EN ESTE TRABAJO. PARA ESTE OBJETO, ES IMPORTANTE OBTENER TODOS LOS DATOS NECESARIOS DE LA ESTRUCTURA DE MANERA QUE PUEDAN SER PROPORCIONADOS AL PROGRAMA EN FORMA CORRECTA, TENIENDO PRESENTE LAS INSTRUCCIONES DE USUARIO QUE ANTERIORMENTE FUERON DESCRITAS.

CON LA FINALIDAD DE OBTENER LOS DATOS NECESARIOS ES IMPORTANTE, PRIMERAMENTE, TRAZAR EL DIAGRAMA DE GI--

ROS Y DESPLAZAMIENTOS CONTRA FUERZAS INTERNAS DE --  
MIEMBRO (FIGURA 25). A PARTIR DE ESTA PUEDE OBSER--  
VARSE LO SIGUIENTE :

NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD = 41  
 NUMERO DE FUERZAS INTERNAS = 48  
 NUMERO DE MIEMBROS = 24  
 NUMERO DE MASAS CONCENTRADAS = 20

CON BASE A DICHA FIGURA Y A ESTAS OBSERVACIONES SE -  
PUEDE INFERIR EL ORDEN DE LA MATRIZ  $A$  DE EQUILIBRIO,  
ASI COMO TODOS LOS ELEMENTOS QUE LA CONSTITUYEN. POR  
TANTO, EL ORDEN DE LA MATRIZ  $A$  SERA DE ( 48 x 48 ) Y  
LOS ELEMENTOS DISTINTOS DE CERO PERTENECIENTES A ES-  
TA MATRIZ SON REPRESENTADOS EN LA TABLA 8.

CON BASE A LA FIGURA 25 PUEDE OBTENERSE TAMBIEN, LA  
MATRIZ DE RIGIDEZES (  $K$  ) DE ORDEN ( 48 x 48 ). AHQ  
RA BIEN, CON LA FINALIDAD DE GENERAR ESTA MATRIZ EN  
EL PROGRAMA BASTARA CON SUMINISTRAR EL NUMERO DE --  
MIEMBRO, SU TIPO Y RIGIDEZ A FLEXION (  $EI / L$  ), TAL  
COMO SE MUESTRA EN LA TABLA 9.

POR LO QUE RESPECTA AL CALCULO DE LOS VALORES DE CA-  
DA UNA DE LAS MASAS CONCENTRADAS EN EL SISTEMA, SE--  
RAN CALCULADOS MEDIANTE EL PRODUCTO DE LA MASA DE SU  
PERESTRUCTURA O DE PILA, SEGUN SEA EL CASO, POR LA -  
LONGITUD TRIBUTARIA A CADA PUNTO NODAL. EN LA TABLA  
10 SE PRESENTAN LOS VALORES DE CADA UNA DE LAS MASAS,  
ASI COMO TAMBIEN LOS VECTORES DE COEFICIENTES SEUDO-  
ESTATICOS (  $R$  ) , PARA SISMO LONGITUDINAL Y VERTICAL  
RESPECTIVAMENTE.

CON LAS CONDICIONES GENERALES ESTABLECIDAS, LOS DATOS PRESENTADOS EN LAS TABLAS 8, 9 Y 10 Y EL EMPLEO DEL PROGRAMA ( A.V.M.M.C. ) AL CUAL SE LE SOLICITO EL CALCULO DE CINCO MODOS DE VIBRAR Y A PARTIR DE ESTOS LA RESPUESTA TOTAL DEL SISTEMA SE PROCEDIO AL ANALISIS SISMICO EN AMBAS DIRECCIONES.

COMO RESULTADOS PROPORCIONADOS POR EL PROGRAMA, EN LA TABLA 11 SE TIENEN LOS CINCO MODOS DE VIBRAR SOLICITADOS CON SUS CORRESPONDIENTES FRECUENCIAS, PERIODOS, ORDENADAS ESPECTRALES (TENIENDO EN CUENTA EL INCREMENTO DE C EN UN 30% POR PERTENECER A LAS ESTRUCTURAS DEL GRUPO A Y LA REDUCCION POR DUCTILIDAD) Y LOS FACTORES DE PARTICIPACION PARA SISMO LONGITUDINAL Y VERTICAL DE CADA MODO DE VIBRAR. PARA UNA MAYOR COMPRENSION DE ESTE ANALISIS, EN LA FIGURA 26 SE ENCUENTRAN REPRESENTADOS EN FORMA GRAFICA LAS CONFIGURACIONES MODALES. LAS FUERZAS SISMICAS GENERADAS EN LA ESTRUCTURA, DEBIDO A LA INCIDENCIA DE AMBOS SISMOS EN LA ESTRUCTURA, SON MOSTRADAS EN LA TABLA 10 Y COMO CONSECUENCIA DE DICHAS FUERZAS (SOLICITACIONES DE CARGA), EL PROGRAMA PROPORCIONA LOS GIROS Y DESPLAZAMIENTOS EN CADA UNO DE LOS GRADOS DE LIBERTAD, ASI COMO LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS EXTREMOS DE CADA MIEMBRO DE LA ESTRUCTURA. EN LAS FIGURAS 27 Y 28 SE MUESTRAN LOS DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS CORRESPONDIENTES A AMBOS SISMOS.

POR OTRA PARTE ES IMPORTANTE ANALIZAR QUE TAN ACEPTABLES SON LOS RESULTADOS OBTENIDOS SIN HABER CONSIDERADO LA POSIBILIDAD DE MOVIMIENTO DEFASADO DE LOS APOYOS. PARA ELLO ES NECESARIO TOMAR EN CUENTA LA ESTRATIGRAFIA DEL SITIO EN CUESTION. EN ESTE CASO (FIGURA 23) SE PUEDE DECIR QUE SE TRATA DE UN SUELO CON ARENA FINA LIMOSA Y PARA ESTE TERRENO, LA MECANI

CA DE SUELOS, PRESENTA LAS SIGUIENTES RELACIONES VOLUMETRICAS (REFERENCIA 16).

CANTIDAD DE AGUA O HUMEDAD ( W % ) = 30 A 50

RELACION DE VACIOS ( E ) = 0.85 A 1.30

PESO ESPECIFICO RELATIVO ( Ss ) = 2.65 A 2.75

CON BASE A LA INFORMACION, ESTRATIGRAFIA Y LAS RELACIONES SEÑALADAS ANTERIORMENTE, PUEDE DECIRSE QUE SE TRATA DE UN SUELO PARCIALMENTE SATURADO Y PARA ESTE TIPO DE SUELO SE TIENEN LAS SIGUIENTES RELACIONES -- (REFERENCIA 17).

$$\gamma_M = \frac{1 + W}{1 + E} \gamma$$

$$S_M = \frac{1 + W}{1 + E} S_s$$

$$G_w = \frac{W S_s}{E}$$

DONDE  $\gamma_M$  ES EL PESO ESPECIFICO DE LA MASA DE SUELO,  $\gamma$  PESO ESPECIFICO DE LA FASE SOLIDA DEL SUELO,  $S_M$  PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LA MASA DE SUELO Y  $G_w$  GRADO DE SATURACION DE UN SUELO; SUELE EXPRESARSE COMO UN PORCENTAJE Y VARIA DE 0 (SUELO SECO) A 100% (SUELO TOTALMENTE SATURADO).

APLICANDO ESTAS RELACIONES PARA CONDICIONES DE SUELO INTERMEDIAS, ES DECIR, W % = 40, E = 1.08 Y - - -

$S_s = 2.70$  SE TIENE:

$$S_M = \frac{1 + 0.40}{1 + 1.08} \times 2.70 = 1.8173$$

SE SABE QUE  $S_M = \frac{\gamma_M}{\gamma_0}$

DE DONDE  $\gamma_M = S_M \gamma_0 = 1.8173 \times 1000$

$$\gamma_M = 1817.31 \text{ KG/M}^3$$

DONDE  $\gamma_M$  RESULTA SER EL PESO VOLUMETRICO PROMEDIO DE UN SUELO CON ARENA FINA LIMOSA. LUEGO APLICANDO LA ECUACION ( 62' ) LA VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LAS ONDAS SECUNDARIAS ( S ) ES

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

DONDE  $G = \frac{E_s}{2(1 + \nu)}$

PARA EL TIPO DE SUELO EN ESTUDIO SE TIENE QUE  $\nu = 0.3$  A  $0.35$  Y  $E_s = 50$  A  $180 \text{ KG/CM}^2$ . NUEVAMENTE PARA CONSIDERACIONES INTERMEDIAS SE TIENE

$$G = \frac{1150000}{2 ( 1 + 0.325 )} = 433962.26 \text{ KG/M}^2$$

$$\rho = \frac{\gamma_M}{g} = \frac{1817.31}{9.81} = 185.25$$

$$V_s = \sqrt{\frac{433962.26}{185.25}} = 48.40 \text{ M/SEG.}$$

POR CONSIGUIENTE EL TIEMPO QUE TARDAN EN LLEGAR LAS-  
ONDAS S DE UNA PILA A OTRA SERA

$$T = \frac{D}{V_s} = \frac{26}{48.40} = 0.5372 \text{ SEG.}$$

COMPARANDO EL TIEMPO CALCULADO CONTRA EL PERIODO FUN-  
DAMENTAL DE LA ESTRUCTURA EN DIRECCION LONGITUDINAL.

$$T = 0.5372 < T_1 = 1.3573 \text{ SEG.}$$

POR TANTO EL ANALISIS SISMICO REALIZADO ADMITIENDO -  
QUE TODOS LOS APOYOS TIENEN EL MISMO DESPLAZAMIENTO-  
HORIZONTAL DURANTE LA EXCITACION, PUEDE INTUIRSE - -  
ACEPTABLE, DEBIDO A QUE EL TIEMPO DE PROPAGACION DE  
LAS ONDAS "S" DE UNA PILA A OTRA,  $T = 0.5372 \text{ SEG.}$

ES DOS VECES Y MEDIA MENOR QUE EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA. SIN EMBARGO CABRIA LA POSIBILIDAD DE UN ANALISIS MAS REFINADO (REFERENCIAS 5, 12 Y 18), QUE ESCAPAN DE LOS OBJETIVOS DE ESTE TRABAJO.

#### SISMO TRANSVERSAL.

ESTE TIPO DE SISMO ES EL QUE INCIDE PERPENDICULAR AL PLANO DE LA ESTRUCTURA, ES DECIR, EN LA DIRECCION  $Z$  ( FIGURA 24 ). PARA EL ANALISIS EN DIRECCION  $Z$ , ES IMPORTANTE TENER MUY EN CUENTA LAS CONDICIONES GENERALES DE LA ESTRUCTURA QUE YA FUERON ESTABLECIDAS ANTERIORMENTE. POR OTRA PARTE, PARA HACER FACTIBLE ESTE ANALISIS, FUE NECESARIA LA UTILIZACION DE UN PROGRAMA DE COMPUTADORA QUE ANALIZA ESTRUCTURAS ESPACIALES ( REFERENCIA 19 ).

PARA REALIZAR ESTE ANALISIS ES FUNDAMENTAL LA SECUENCIA A SEGUIR ENMARCADA EN EL PUNTO 3.2.3.5; ESTO ES

PRIMER PASO.- SUPONER UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA DE 1 TON/M APLICADA A TODO LO LARGO DE LA SUPERESTRUCTURA EN LA DIRECCION  $Z$  ( FIGURA 29 A ) Y CALCULAR LOS DESPLAZAMIENTOS PRODUCIDOS EN LOS NODOS, - DEBIDO A DICHA CARGA. COMO RESULTADO DE ESTE ANALISIS ESPACIAL, EN LA TABLA 12 SE PRESENTAN LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN LA SUPERESTRUCTURA.

SEGUNDO PASO.- CALCULO DE LOS PARAMETROS  $\alpha$ ,  $\beta$  Y  $\gamma$  MEDIANTE LAS ECUACIONES ( 73 ), ( 74 ) Y ( 75 ) RESPECTIVAMENTE, ESTO ES

$$\alpha = \int Y_s(x) dx = \sum_{i=1}^N Y_i X_i$$

DONDE Y ES EL DESPLAZAMIENTO DEL NODO, X LA LONGITUD DEL TRAMO Y N EL ENESIMO NODO (TABLA 12).

$$\beta = \frac{\alpha = 0.078074 \text{ m}^2}{\int w(x) Y_s(x) dx = w(x) \left( \sum_{i=1}^N Y_s X_i \right) = w(x) \alpha}$$

$$\beta = 8.812 \times 0.078074 = \frac{0.68899 \text{ TON.M}^2}{}$$

$$\gamma = \int w(x) Y_s(x)^2 dx = w(x) \left( \sum_{i=1}^N Y_i^2 X_i \right)$$

$$\gamma = 8.812 \times 0.000151 = \frac{0.0013323 \text{ TON. M}^3}{}$$

TERCER PASO .- CALCULO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION TRANSVERSAL.

$$T_T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{W_0 G \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.0012594}{1.0 \times 9.81 \times 0.078074}}$$



$$\underline{T_T = 0.2548 \text{ SEG.}}$$

CUARTO PASO. - CALCULO DE LA FUERZA SISMICA ESTATI-  
CA EQUIVALENTE MEDIANTE LA ECUACION ( 77 ), CON EL  
PERIODO  $T_T$  Y EL ESPECTRO DE DISEÑO CORRESPONDIENTE-  
DERIVADO DE LA TABLA 7 EN FUNCION DE LA FIGURA 20 SE  
TIENE

$$T_T < T_1 \quad \text{IMPLICA QUE } S_A = A_0 + ( C - A_0 ) \frac{T}{T_1}$$

$$Y \quad C = 0.24 \times 1.30 = 0.312$$

$$A = 0.06 + ( 0.312 - 0.06 ) \frac{0.2548}{0.80} = 0.1403$$

$$Q' = 1 + ( Q-1 ) \frac{T}{T_1} = 1 + ( 4-1 ) \frac{0.2548}{0.80} = 1.9555$$

$$\text{DONDE } Q = \mu$$

$$S_A = \frac{0.1403}{1.9555} = 0.0717 \text{ g.}$$

$$C_s = \frac{S_A}{G} = \frac{0.0717 \text{ g}}{G} = 0.0717$$

$$P_E(x) = \frac{\beta C_s}{\gamma} w(x) Y_s(x)$$

$$P_E(x) = \frac{0.688988 \times 0.0717 \times 8.812}{0.0013323} Y_I(x)$$

$$P_E(x) = 326.7407 Y_I(x)$$

EN LA TABLA 12 SE PRESENTA LA INTENSIDAD SISMICA PE- EN FUNCION DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y. EN LA FIGURA - 29B SE MUESTRA EL DIAGRAMA DE INTENSIDAD PE. CON ESTE DIAGRAMA NUEVAMENTE SE CARGO LA ESTRUCTURA Y CON LA AYUDA DEL PROGRAMA ESPACIAL SE OBTUVO EL DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS EN SUPERESTRUCTURA (FIGURA -- 29 C) Y LAS ACCIONES EN LOS EXTREMOS DE AMBAS PILAS ( FIGURA 29 D ).

#### ANALISIS ESTATICO.

PARA LLEVAR A CABO ESTE ANALISIS MENOS REFINADO Y -- POR CONSIGUIENTE MUCHO MAS SENCILLO DE REALIZAR, SE TIENEN LAS SIGUIENTES CONSIDERACIONES :

1. EL ANALISIS SE HARA UNICAMENTE PARA SISMO LONGITUDINAL.
2. CONFORME A LA ZONA Y TIPO DE SUELO SE TIENE - -  
C = 0.24
3. CON LA FINALIDAD DE COMPARAR ESTOS RESULTADOS --

CON LOS ANTERIORES, SE TENDRA EN CUENTA EL GRUPO AL-  
QUE PERTENECE LA ESTRUCTURA, ASIMISMO SU FACTOR DE -  
DUCTILIDAD IGUAL A 4.

$$C_s = \frac{0.24 \times 1.30}{4} = 0.078$$

$$F_s = C_s \cdot F \cdot W$$

DONDE

$F_s$  = FUERZA SISMICA APLICADA EN EL CENTRO DE GRA-  
VEDAD DE LA ESTRUCTURA.

$C_s$  = COEFICIENTE SISMICO.

$F$  = FACTOR DE ESTRUCTURACION.

$WT$  = PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.

$$\text{ENTONCES} \quad WT = 8.812 \times 50 + 5.04 \times 26 = 571.64 \text{ Ton.}$$

$$F_s = 0.078 \times 1.00 \times 577.64 = \underline{44.59 \text{ Ton}}$$

PARA FACILITAR LA SOLUCION DEL SISTEMA ESTE TIPO DE-  
CARGA ESTATICA,  $F_s$ , SUELE APLICARSE TAL COMO SE - -  
MUESTRA EN LA FIGURA 30A. LA ESTRUCTURA FUE RESUEL-

TA MEDIANTE EL METODO DE CROSS Y SE OBTUVIERON LOS-SIGUIENTES RESULTADOS

RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA (K) = 1088.1575 Ton/m

$$\text{ESTO IMPLICA QUE } W = \sqrt{\frac{K}{M}} = \sqrt{\frac{1088.1575}{58.2712}}$$

$$W = 4.3212 \text{ RAD/SEG} ; \quad T = \frac{2\pi}{W}$$

$$T = 1.4540 \text{ SEG.}$$

POR ULTIMO, EN LA FIGURA 30 B SE MUESTRA EL DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS DEBIDO A FS ESTATICA.

PARA EFECTUAR EL ANALISIS ESTATICO DE UNA ESTRUCTURA, PODRAN ADOPTARSE FUERZAS CORTANTES MENORES, SIEMPRE Y CUANDO SE TOBE EN CUENTA EL VALOR APROXIMADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA CONFORME A LOS LINEAMIENTOS ENMARCADOS EN LA REFERENCIA 20.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO.

CON BASE EN EL TRABAJO PRESENTADO ES IMPORTANTE SUBRAYAR ALGUNAS CONCLUSIONES DE MANERA QUE PUEDAN SERVIR - COMO ANTECEDENTE PARA UNA MEJOR REALIZACION DEL ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE PUENTES. DENTRO DE ESTAS CONCLUSIONES PUEDEN DESTACARSE LAS SIGUIENTES:

LOS DAÑOS REGISTRADOS EN LOS PUENTES DESCRITOS EN EL - CAPITULO 2 OBEDECEN EN SU MAYORIA A FALLAS EN EL SUELO DE CIMENTACION O POR EFECTOS VIBRATORIOS DEL TERRENO - INDUCIDOS EN ESTOS, CAUSANDOLES FALLAS LOCALES E INCLUSIVE EL COLAPSO TOTAL. EN CONSECUENCIA, ESTOS ANTECEDENTES PUEDEN SERVIR COMO INDICADORES DE LA IMPORTANCIA QUE REPRESENTAN LOS SISMOS EN EL DISEÑO DE ESTAS - ESTRUCTURAS, DE MANERA QUE SEAN CAPACES DE RESISTIR -- LOS EFECTOS DESTRUCTIVOS PRODUCIDOS POR SISMO. CON ESTA FINALIDAD SE HA CONTEMPLADO UNA CLASIFICACION DE -- LOS PUENTES PARA SU ANALISIS (PUENTES DE TRAMOS MULTIPLES LARGOS Y PUENTES SENCILLOS O DE TRAMOS MULTIPLES-CORTOS), CON EL PROPOSITO DE HACER USO DE ELLA CUANDO SE REQUIERA EFECTUAR UN ANALISIS Y ASI, PODER ESTABLECER LAS CONSIDERACIONES NECESARIAS BAJO LAS CUALES SE LLEVE A CABO, DE MANERA QUE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO - SE SUJETE A LAS CONDICIONES REALES DE SERVICIO.

UNA VEZ CLASIFICADO EL PUENTE EN ESTUDIO SE PROCEDERA - A SU ANALISIS CONSIDERANDO QUE LA ESTRUCTURA PUEDA -- COMPORTARSE LINEALMENTE O NO.

PARA EL CASO DE COMPORTAMIENTO LINEAL SE PRESENTAN DOS POSIBILIDADES DE ANALISIS SISMICO : CONSIDERANDO QUE - TODOS LOS APOYOS SUFREN EL MISMO DESPLAZAMIENTO DURANTE LA EXCITACION SISMICA (EXCITACION RIGIDA DE APOYO)-

Y LA OTRA CONSIDERAR EL MOVIMIENTO DEFASADO DE LOS MISMOS (EXCITACION MULTIPLE DE APOYO). EN ESTE TRABAJO SE ABORDO EL PRIMER CASO.

POR OTRO LADO, CUANDO EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA NO SEA LINEAL, ES DECIR, QUE SUS PARAMETROS SEAN SIGNIFICATIVAMENTE VARIABLES CON EL TIEMPO, HABRA QUE REALIZAR DICHO ANALISIS MEDIANTE LA INTEGRACION DE LA ECUACION DE MOVIMIENTO PASO A PASO. COMO PUEDE OBSERVARSE, EL EMPLEO DE CUALQUIERA DE ESTAS ALTERNATIVAS DE ANALISIS DEPENDERA DE LA IMPORTANCIA DEL PUENTE EN CUESTION.

DEFINIDO EL COMPORTAMIENTO Y EL TIPO DE EXCITACION A LOS QUE SE VERAN SOMETIDOS LOS APOYOS DE LA ESTRUCTURA SE PLANTEARON DOS METODOS PARA REALIZAR EL ANALISIS SISMICO : DINAMICO Y ESTATICO.

PARA DESARROLLAR EL ANALISIS DINAMICO EN PUENTES, SE PLANTEO LA ECUACION GENERAL DE MOVIMIENTO Y LAS SOLUCIONES DE ESTA, DEPENDIENDO DEL COMPORTAMIENTO Y DEL TIPO DE EXCITACION.

POR LO QUE AL ANALISIS ESTATICO SE REFIERE FUE FACIL DEDUCIRLO A PARTIR DEL DINAMICO, CONSIDERANDO UNICAMENTE EL PRIMER MODO DE VIBRAR Y COMO UN RESPALDO MAS A ESTE METODO, SE MENCIONARON LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS POR LA A.A.S.H.T.O. (REF. 14).

EN CUANTO A LA APLICACION PLANTEADA, PUEDE OBSERVARSE LA SENCILLEZ DE LA ESTRUCTURACION DEL PUENTE, DADO QUE SE TRATA DE UN MARCO COMUN DONDE LAS CONDICIONES DE FRONTERA EMPOTRAMIENTOS EN LOS APOYOS DE PILAS PARA LAS TRES DIRECCIONES DE ANALISIS, ASI COMO LA CONSIDE-

RACION DE LOS ESTRIBOS, COMO APOYOS LIBRES (PARA SISMO LONGITUDINAL Y VERTICAL) Y APOYOS ARTICULADOS PARA SISMO TRANSVERSAL, NO IMPLICO NINGUNA DIFICULTAD PARA EL ANALISIS DINAMICO DE LA ESTRUCTURA EN CONDICIONES DE SERVICIO. LA SENCILLEZ DEL PUENTE REFLEJO QUE AMBOS ANALISIS (DINAMICO Y ESTATICO) EN LA DIRECCION LONGITUDINAL NO DISCREPARAN CONSIDERABLEMENTE EN CUANTO A RESULTADOS SE REFIERE (VER FIGURAS 27 Y 30) E INCLUSO LOS MOMENTOS FLEXIONANTES PRODUCTO DEL ANALISIS ESTATICO RESULTARON SER LIGERAMENTE MAYORES QUE LOS DINAMICOS.

POR OTRA PARTE SI LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO ESTUVIESE CIMENTADA SOBRE PILOTES Y ESTOS A SU VEZ SOBRE UN SUELO CON CONDICIONES ESPECIALES, LO MAS PROBABLE ES QUE AMBOS ANALISIS DIFIERAN SIGNIFICATIVAMENTE DEBIDO A QUE EL ANALISIS DINAMICO PERMITE UNA MODELACION MAS PRECISA TANTO DE SUS COMPONENTES ESTRUCTURALES TALES COMO JUNTAS DE EXPANSION, SI ES QUE EXISTEN, ASI COMO SUS CONDICIONES DE FRONTERA, ESTO ES, LA INTERACCION SUELO ESTRUCTURA QUE SE TRADUCE EN RESTRICCIONES AL GIRO O DESPLAZAMIENTO DE LOS APOYOS, UNA IDEALIZACION DEL COMPORTAMIENTO DE LOS RELLENOS DE ESTRIBOS Y TODO ESTO AUNADO A LA POSIBILIDAD DE SOMETER, A LA ESTRUCTURA EN CUESTION, BAJO DIFERENTES FORMAS DE EXCITACION EN SUS APOYOS. MIENTRAS QUE EN EL ESTATICO NO SE PODRAN TENER EN CUENTA ALGUNAS DE ESTAS CONSIDERACIONES Y EN CONSECUENCIA, LA POSIBILIDAD DE DIFERIR CONSIDERABLEMENTE AMBOS ANALISIS. CON TODO ESTO ES DE SUBRAYAR SI QUE EN UN ANALISIS DINAMICO SE PROCURA SIMULAR EL COMPORTAMIENTO DE UN PUENTE LO MAS REALISTA POSIBLE. AHORA BIEN EN LA MAYORIA DE LOS CASOS, CUANDO SE TRATAN DE PUENTES DE TRAMOS MULTIPLES LARGOS, LO MAS APRO

PIADO ES QUE SEAN SOMETIDOS A UN ANALISIS DINAMICO EN DONDE DEBAN CONSIDERARSE TODOS LOS ASPECTOS ANTERIORMENTE CITADOS.

TAMBIEN SE ANALIZO LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO QUE LA INCIDENCIA DEL SISMO EN ELLA, FUESE EN DIRECCION VERTICAL Y TRANSVERSAL. EL SISMO VERTICAL FUE REALIZADO BAJO ANALISIS DINAMICO EXCLUSIVAMENTE Y COMO SE OBSERVA EN LA FIGURA 28 ESTE SISMO NO ES MUY IMPORTANTE EN DICHA ESTRUCTURA, DEBIDO A QUE ES UN PUENTE SENCILLO CON CLAROS NO MUY LARGOS. POR EL CONTRARIO SI SE TRATASE DE UN PUENTE CON CLAROS MUY LARGOS Y ADEMAS ALTO, PROBABLEMENTE ESTE SISMO TRASCENDIERA AMPLIAMENTE SOBRE EL DISEÑO DEL MISMO (RECUERDENSE LOS DAÑOS DEBIDOS AL SISMO DE SAN FERNANDO, CALIFORNIA).

POR LO QUE CORRESPONDE AL SISMO TRANSVERSAL, BASICAMENTE OBEDECIO A ENCONTRAR UNA RESPUESTA PRACTICA DEL METODO EXPUESTO EN EL CAPITULO 3.2.3.5 (ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL (REF. 13) Y CON ESTO PRETENDER DIFUNDIR LAS VENTAJAS QUE EL METODO BRINDA A LA PRACTICA DEL DISEÑO DE PUENTES; ASI POR EJEMPLO : LA INCLUSION DE LAS CONDICIONES DE FRONTERA, LA RELATIVA SENCILLEZ CON LA QUE PUEDE LLEVARSE A EFECTO Y TODAVIA MAS, EN LAS ESPECIFICACIONES PARA PUENTES (REF. 14) AUN NO SE CONTEMPLA LA EXISTENCIA DEL METODO. DE LA MISMA MANERA, EN LA FIGURA 29 SE DESCRIBE GRAFICAMENTE EL PROCESO Y LOS ELEMENTOS MECANICOS QUE DE ESTE SE DERIVAN. CABE DESTACAR QUE EL METODO PRESENTA ALGUNAS RESTRICCIONES; ASI POR EJEMPLO : NO DEBERA APLICARSE EN ESTRUCTURAS MUY ESPECIALES, TALES COMO PUENTES CON SUPERESTRUCTURA CURVA, ESVAJADOS O QUE NO PUEDAN SER MODELADOS FACILMENTE Y PARA ESTOS CASOS ES MUCHO MAS RECOMENDABLE UN ANALISIS DINAMICO ESPACIAL.



UN ASPECTO DIGNO DE OBSERVACION DENTRO DE ESTE CONTEXTO ES EL HECHO, DE QUE A LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO NO SE LE HAYA SOMETIDO A UN ANALISIS SISMICO EN TRES DIRECCIONES ORTOGONALES, BAJO ETAPA CONSTRUCTIVA. ESTO OBEDECE FUNDAMENTALMENTE A QUE EN EL PLANTEAMIENTO DEL PUENTE EN ESTUDIO NO SE DISPUSO DE INFORMACION EN CUANTO A SU PROCESO CONSTRUCTIVO Y POR ENDE LA OMISION DE DICHO ANALISIS. SIN EMBARGO, CABE DESTACAR QUE LA REALIDAD DE ESTOS PROYECTOS, OBEDECE A UN PROCESO CONSTRUCTIVO ACORDE CON LA ESTRUCTURACION DEL MISMO. CUANDO DICHA ESTRUCTURACION SE TORNA COMPLICADA PARA SU CONSTRUCCION TAL ES EL CASO DE PUENTES LARGOS, COLGANTES, ATIRANTADOS, ETC., PUEDEN EMPLEARSE VARIOS PROCESOS, COMO EL DENOMINADO "ETAPA CONSTRUCTIVA EN DOBLE VOLADIZO". BAJO ESTAS CONDICIONES, SI DEBERA REALIZARSE UN ANALISIS SISMICO EN ETAPA CONSTRUCTIVA; ASI POR EJEMPLO, CUANDO SE CONTEMPLA EL MAXIMO DOBLE VOLADIZO, PROBABLEMENTE EL ANALISIS SISMICO EN ESTA ETAPA RESULTA MAYOR, EN CUANTO A EFECTOS EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES, QUE EL REALIZADO BAJO PUENTE EN SERVICIO Y EN TALES CASOS DEBERAN TOMARSE LAS MEDIDAS PERTINENTES PARA EL DISEÑO DE SUS ELEMENTOS RESISTENTES. EN CASO CONTRARIO DICHAS CONDICIONES DE CARGA SE CONSIDERARAN COMO UNA REVISION MAS, EN EL PROCESO DE ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

ES IMPORTANTE PONER DE MANIFIESTO QUE EL PROBLEMA PLANTEADO Y RESUELTO EN ESTE TRABAJO, PERSIGUE REALIZAR UN ANALISIS SISMICO EN TRES DIRECCIONES ORTOGONALES (SISMO LONGITUDINAL, VERTICAL Y TRANSVERSAL) CONSIDERANDO UNICAMENTE QUE TODOS LOS APOYOS SUFREN EL MISMO DESPLAZAMIENTO DURANTE LA EXCITACION. POR OTRO LADO, PUEDE DECIRSE QUE ES AQUI DONDE SE MANEJAN LOS CONCEPTOS MAS -

## ELEMENTALES DE LA INGENIERIA SISMICA DE PUENTES.

OTRO DE LOS OBJETIVOS ES DIFUNDIR LOS METODOS DE ANALISIS SISMICO CON LOS QUE SE PUEDE CONTAR PARA EL DISEÑO DE ESTAS ESTRUCTURAS. SI BIEN ES CIERTO QUE AQUI NO SE CONTEMPLAN CON AMPLITUD TODOS LOS ASPECTOS PROPIOS DEL ANALISIS SISMICO DE PUENTES, ESTE TRABAJO DEBERA INTERPRETARSE COMO UN ANTECEDENTE PREPARATORIO Y QUE AL PROPIO TIEMPO DESPIERTE UN INTERES YA QUE COMO PODRA COMPRENDERSE ESTE CAMPO RESULTA SER MUY EXTENSO DE TAL MANERA QUE NO SOLO INVOLUCRA A LA INGENIERIA ESTRUCTURAL, SINO QUE TAMBIEN A LA MECANICA DE SUELOS, HIDRAULICA, GEOLOGIA, TOPOGRAFIA, ETC. Y QUE ENTRE MAS IMPORTANTE RESULTE UN PUENTE, EVIDENTEMENTE REQUERIRA UNA MAYOR ATENCION INTERDISCIPLINARIA POR PARTE DE LAS RAMAS AQUI CITADAS.

POR ULTIMO, ES MENESTER SEÑALAR DE MANERA GENERAL, QUE PARA EL DISEÑO REAL DE ESTAS ESTRUCTURAS EXISTE UNA GAMA DE PROGRAMAS DE COMPUTADORA SUMAMENTE PODEROSOS QUE NO SOLO EFECTUAN ANALISIS SISMICO DINAMICO Y ESTATICO-TRIDIMENSIONAL, SINO QUE TAMBIEN, POSEEN CAPACIDAD PARA CALCULAR OTROS CASOS DE CARGA TALES COMO CARGA VIVA, VIENTO, IMPACTO, TEMPERATURA, ETC., BAJO LAS CUALES SE SUJETA A UNA DETERMINADA ESTRUCTURA Y ADEMAS, REALIZAR COMBINACIONES DE CARGA DANDO COMO RESULTADO ELEMENTOS-MECANICOS FINALES DE DISEÑO. DENTRO DE ESTOS PROGRAMAS PUEDEN CITARSE LOS SIGUIENTES QUE INCLUSO ALGUNOS DE ELLOS SE ENCUENTRAN A DISPOSICION DE CUALQUIER USUARIO EN NUESTRO PAIS :

1. STRUDL (STRUCTURAL DESIGN LANGUAGE, REF. 21)
2. STRUBAG (STRUDL BRIDGE ANALYSIS GENERATOR, REF. 22)

3. BSAP (BRIDGE STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM, REF. 23)
4. NEAPS (NONLINEAR EARTHQUAKE ANALYSIS OF BRIDGES SYSTEMS, REF. 24)
5. EASE 2 (STATIC/DYNAMIC STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM, REF. 25)
6. NASTRAN (NASA, STRUCTURAL ANALYSIS, REF. 26)
7. SAP IV (STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM, REF. 27)

CON TODO LO ANTERIOR, PUEDEN ESTABLECERSE LAS SIGUIENTES RECOMENDACIONES DE DISEÑO :

1. CUANDO SE PROPONGA UNA ESTRUCTURACION DE CUALQUIER TIPO DE PUENTE SE FORMARA DE MANERA QUE RESULTEN MARCOS ESTRUCTURALES, PROCURANDO QUE NO SOLO LAS PILAS PROPORCIONEN LA RESISTENCIA ANTE CARGAS LATERALES AL SISTEMA, SINO QUE SE HAGA TRABAJAR A TODO EN CONJUNTO, ES DECIR, PILAS Y SUPERESTRUCTURA PARA QUE DE ESTA FORMA SE PRESENTE UNA REDISTRIBUCION DE FUERZAS INTERNAS A TODO LO LARGO DE EL Y, POR ENDE, LA DUCTILIDAD DEL MISMO SEA MAYOR.
2. CUANDO SE REQUIERA ANALIZAR CUALQUIER TIPO DE PUENTE DEBERA TENERSE EN CUENTA LA CLASIFICACION DESCRITA EN ESTE TRABAJO, PARA QUE SE CONTEMPLLEN TODOS LOS ASPECTOS ESENCIALES BAJO LOS CUALES SE LLEVE A EFECTO.
3. SI EL PUENTE POR ANALIZAR QUEDA LOCALIZADO DENTRO DE LA PRIMERA CLASIFICACION ES DE ESPERARSE, QUE DEBERA HACERSE UN ANALISIS DINAMICO CON BASE A LO SIGUIENTE ;
  - A. ESTABLECER UN MODELO MATEMATICO DENTRO DEL CUAL, -

QUE DE IDEALIZADA LA PROPIA ESTRUCTURA Y SUS CONDICIONES DE FRONTERA LO MAS CERCANO A LA REALIDAD POSIBLE. PARA ELLO HABRA QUE CONTEMPLAR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA QUE PUDIERA EXISTIR CON BASE A LOS ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS REALIZADOS EN EL SITIO DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA.

B. SI EL MODELO CORRESPONDE A UN PUENTE ESPECIAL TALES COMO COLGANTES, ATIRANTADOS O CON GEOMETRIAS FUERA DE LO COMUN, ES NECESARIO EFECTUAR UN ANALISIS NO LINEAL Y A LA VEZ CONSIDERAR EL MOVIMIENTO DEFASADO DE LOS APOYOS.

C. SI EL MODELO CORRESPONDE A PUENTES IMPORTANTES PERO DIFERENTES A LOS DEL INCISO B; TALES COMO PUENTES LARGOS QUE CRUCEN RIOS ANCHOS EN LOS QUE EN LA MAYORIA DE LOS CASOS LAS MARGENES DE LOS MISMOS ESTEN CONSTITUIDOS POR ESTRATOS DE SUELO BLANDOS, ES RECOMENDABLE EFECTUAR UN ANALISIS LINEAL PERO CONSIDERANDO EL MOVIMIENTO DEFASADO DE LOS APOYOS.

D. POR OTRO LADO, SI EL MODELO PERTENECE A ESTA PRIMERA CLASIFICACION PERO EL ESTRATO DE SUELO RESULTA SER MAS O MENOS FIRME, HOMOGENEO Y QUE EL PERFIL NO SEA MUCHO MUY ACCIDENTADO PUEDE EFECTUARSE UN ANALISIS DINAMICO LINEAL CONSIDERANDO QUE TODOS LOS APOYOS SUFREN EL MISMO DESPLAZAMIENTO DURANTE LA EXCITACION SISMICA.

E. ES NECESARIO QUE EL ANALISIS SEÑALADO ARRIBA, SE EFECTUE EN CONDICIONES DE SERVICIO, ES DECIR, BAJO PUENTE TERMINADO.

F. ESTE TIPO DE PUENTES GENERALMENTE SE ENCUENTRAN SUJETOS A DIFERENTES ETAPAS CONSTRUCTIVAS, EN OCASIONES-

EN DOBLE VOLADIZO. ANTE ESTOS PROCESOS ES INDISPENSABLE REALIZAR UN ANALISIS SISMICO DE LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS MAS CRITICAS CON LA FINALIDAD DE COMPARAR, CON EL EFECTUADO BAJO PUENTE EN SERVICIO Y ASI SELECCIONAR EL ANALISIS DOMINANTE PARA QUE SEA COMBINADO CON OTRAS CONDICIONES DE CARGA, DE MANERA QUE SE OBTENGA UNA ENVOLVENTE DE ELEMENTOS MECANICOS SATISFATORIA Y EN CONSECUENCIA DISEÑAR CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL. PROBABLEMENTE SEA SUFICIENTE UN ANALISIS EN CONSTRUCCION CONSIDERANDO UN COMPORTAMIENTO LINEAL Y UN MOVIMIENTO RIGIDO DE APOYO.

4. SI EL PUENTE POR ANALIZAR SE UBICA DENTRO DE LA SEGUNDA CLASIFICACION SE RECOMIENDA SEGUIR LAS SIGUIENTES OPCIONES :

A. ESTABLECER UN MODELO ADECUADO DE LA ESTRUCTURA QUE CONTEMPLE TODOS LOS ASPECTOS ESENCIALES PARA OBTENER LA RESPUESTA DEL PUENTE EN CUESTION.

B. SI LA ESTRUCTURA PRESENTA CONDICIONES ESPECIALES TALES COMO GEOMETRIAS POCO COMUNES, ESIVAJAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA EN PLANTA, CONDICIONES DE SUELO MUY BLANDO Y PERFILES MUCHO MUY ACCIDENTADOS, SERIA CONVENIENTE HACER UN ANALISIS DINAMICO ESPACIAL CONSIDERANDO UN COMPORTAMIENTO LINEAL Y EL MOVIMIENTO DEFASADO DE LOS APOYOS.

C. CUANDO SE TRATE CON PUENTES BAJO CONDICIONES DE SUELO NO MUY ESPECIALES TALES COMO SUELO DE TRANSICION O MAS O MENOS FIRMES Y CON GEOMETRIA COMUN, SERA RECOMENDABLE REALIZAR UN ANALISIS DINAMICO ESPACIAL CONSIDERANDO MOVIMIENTO RIGIDO DE APOYO.

D. SI SE TRATA DE PUENTES MUCHO MUY SENCILLOS PUEDE -  
ACEPTARSE UN ANALISIS ESTATICO CONSIDERANDO UNICAMENTE  
SISMO LONGITUDINAL.

E. LA REALIZACION DEL ANALISIS SISMICO EN ETAPA DE --  
CONSTRUCCION QUE DARA A JUICIO DEL PROYECTISTA, YA QUE  
DE EL DEPENDERA SI EL PROCESO CONSTRUCTIVO QUE SE FIJE  
JUSTIFIQUE DICHO ANALISIS.

5. ES IMPORTANTE NO OLVIDAR QUE LOS MUROS DE ESTRIBOS  
SEAN DISEÑADOS CUIDADOSAMENTE, PROPORCIONANDOLES DE --  
PREFERENCIA ALGUN REFUERZO QUE PUEDA CONTRIBUIR A SU -  
CONSERVACION.

6. EN TERMINOS GENERALES, SE RECOMIENDA REALIZAR UN -  
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS LO MAS COMPLETO POSIBLE-  
DE MANERA QUE PUEDA SERVIR PARA LA SELECCION DEL TIPO-  
DE ANALISIS A EFECTUAR.

7. UNA VEZ EFECTUADO EL ANALISIS SISMICO ES IMPORTAN-  
TE OBTENER LOS ELEMENTOS MECANICOS FINALES, GENERADOS-  
EN LA BASE DE LAS PILAS O APOYOS, Y LAS CONDICIONES DE  
SUELO PREVIAMENTE ESTUDIADAS CON LA FINALIDAD DE DISE-  
ÑAR UNA CIMENTACION ADECUADA.

8. ES IMPORTANTE TENER PRESENTE LA POSIBLE INTERACCION  
QUE EXISTE ENTRE SUELO-ESTRUCTURA QUE EN LA MAYORIA DE  
LOS CASOS RESULTA IMPRESCINDIBLE EN EL ANALISIS DE ES-  
TAS ESTRUCTURAS.

9. CUANDO SE PRETENDA ANALIZAR UNA ESTRUCTURA Y NO SE  
CUENTE CON LOS MEDIOS NECESARIOS TALES COMO PROGRAMAS-  
DE COMPUTADORA; POR LO MENOS DEBERA REALIZARSE UN ANA-  
LISIS ESTATICO EN DIRECCION LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL,

Y PARA ELLO PODRAN APLICARSE LOS METODOS PRESENTADOS - EN ESTE TRABAJO.

10. POR MUY SENCILLO QUE SEA UN PUENTE, DEBERA DISEÑARSE BAJO CARGA ACCIDENTAL SISMICA.

11. CON LA FINALIDAD DE TENER UN RESPALDO, ES MENESTER AL MENOS, APOYARSE EN LAS ESPECIFICACIONES ESTANDAR PARA PUENTES QUE SE DAN COMO REFERENCIA EN ESTE TRABAJO.

12. POR ULTIMO, NO HAY QUE PERDER DE VISTA QUE EN GENERAL LA INGENIERIA DE PUENTES RESULTA SER MUY EXTENSA Y ADEMAS COMPLEJA, Y POR ELLO, ES INDISPENSABLE TODA LA INFORMACION QUE SE PUEDA OBTENER DE LA MECANICA DE SUELOS, GEOLOGIA, HIDRAULICA, TOPOGRAFIA, ETC.; YA QUE ESTOS PROYECTOS MERCED A SU COMPLEJIDAD, REQUIEREN FORTOSAMENTE DE ESTAS RAMAS DE LA INGENIERIA CIVIL, CON EL PROPOSITO DE LOGRAR PUENTES ECONOMICOS Y SEGUROS.

T A B L A S



TABLA 1 ESTADISTICA SOBRE DAÑOS A PUENTES CARRETEROS DEBIDOS -  
AL SISMO DE NANKAI DE 1946.

	NUMERO DE PUENTES DANADOS	PERDIDAS EN PUENTES (YENS)	PERDIDAS EN CA RRETERAS UNICA MENTE (YENS)
ISLA HONSHU	179	23,365	80,626
AICHI	26	806	432
MIE	73	1,578	4,230
GIFU	13	2,778	43
NARA	21	71	6,717
WAKAYAMA	29	19,769	64,887
OKAYAMA	14	346	4,174
HIROSHIMA	2	17	134
SHIMANE	1	-	-
ISLA SHIKOKU	163	70,240	275,511
KAGAWA	7	478	1,033
TOKUSHIMA	19	3,687	8,243
EHIME	16	3,273	7,399
KOCHI	121	62,802	258,826
ISLA KYUSHU	4	-	-
OITA	1	-	-
MIYAZAKI	3	-	-
TOTAL	346	95,605	356,137

NOTA: LAS PERDIDAS ANTERIORES OBEDECEN A LOS COSTOS DE ESA  
EPOCA (1946).

TABLA 2 ESTADISTICA SOBRE PUENTES CARRETEROS DAÑADOS DEBIDO -  
AL SISMO DE FUKUI ( 1948 ).

PREFECTURA	PUENTES NUMERO DE PUENTES	DAÑADOS COSTOS DE LAS REPARACIONES ( YENS )
FUKUI	180	189,869
ISHIKAWA	63	17,782
TOTAL	243	207,651

NOTA : EL COSTO DE LOS DAÑOS CORRESPONDEN A LA EPOCA EN QUE-  
SE PRESENTO EL SISMO (1948).

TABLA 3 ESTADISTICA SOBRE PUENTES CARRETEROS (EXCEPTO PUENTES  
DE MADERA) DANADOS DEBIDO AL SISMO DE NIIGATA DE 1964.

PREFECTURAS	NUMERO DE PUENTES DAÑADOS	NUMERO DE PUENTES - CRUELMENTE DANADOS	NUMERO DE PUENTES CAIDOS	DISTANCIA APROXIMADA AL EPICEN- TRO ( KM.)
AKITA	7	0	0	140 - 160
FUKUSHIMA	5	0	0	120 - 150
NIIGATA	74	8	3	30 - 90
YAMAGATA	12	0	0	60 - 100
TOTAL	98	8	3	

TABLA 4 NUMERO DE PUENTES DAÑADOS CON DIVERSOS TIPOS DE CIMENTACION DEBIDO AL SISMO DE NIIGATA DE 1964 COMPRENDIDOS DENTRO DE UN RADIO DE 60 KM. A PARTIR DEL CENTRO DE LA CD. DE NIIGATA.

TIPOS DE CIMENTACION	No. TOTAL DE PUENTES INS PECCIONADOS.	No. DE PUENTES INCLUYENDO DAÑOS PEQUEÑOS .	NUMERO DE PUENTES FUERTEMENTE DAÑADOS EN :			
			SUBESTRUCTURA	SUPERESTRUCTURA	FUNCION DE LA CAPACIDAD DE TRAFICO	EVALUACION TOTAL
PUENTES - CON ZAPATAS CUADRADAS.	18.5	10	1.5	0.5	0.5	0.5
PUENTES - CON CAJONES DE CIMENTACION	21	13	1	1	0.5	0.5
PUENTES - CON PILOTES	46.5	29	4.5	2.5	4	2
TOTAL	86	52	7	4	5	3

NOTA : CUANDO HAY DOS TIPOS DE CIMENTACION PARA UN MISMO PUENTE, EL NUMERO DE PUENTE FUE CONSIDERANDO LA MITAD PARA EL PRIMERO Y LA OTRA MITAD PARA EL SEGUNDO TIPO.

TABLA 5 DANOS EN PORCENTAJE DE PARTES INDIVIDUALES DE PUENTES  
COMPRENDIDOS DENTRO DE UN RADIO DE 60 KM. A PARTIR --  
DEL CENTRO DE NIIGATA.

CLASIFICACION ESTRUCTURAL	TIPO DE ESTRUCTURA	NUMERO DE ESTRUCTURAS DAÑOS ESTRUCTURALES		
		INSPECCIONADAS	NUMERO DE ESTRUCTURAS	
			%	
SUPERESTRUCTURAS	VIGAS DE ACERO	168 TRAMOS	19 TRAMOS	11.3
	VIGAS DE CONCRETO REFORZADO	222 TRAMOS	33 TRAMOS	14.9
	VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO	132 TRAMOS	11 TRAMOS	8.3
	VIGAS DE MADERA	8 TRAMOS	8 TRAMOS	100
	TOTAL	530 TRAMOS	71 TRAMOS	13.4
	SUBESTRUCTURAS	CON ZAPATAS CUADRADAS	24	4
CON PILOTES DE CIMENTACION		99	19	19.2
CON CAJONES DE CIMENTACION		29	7	24.0
SUB TOTAL		152	30	19.7
PILAS		CON ZAPATAS CUADRADAS	40	0
	CON PILOTES DE CIMENT.	214	21	9.8
	CON CAJONES DE CIMENT.	180	15	8.3
	SUB TOTAL	444	36	8.1
TOTAL	596	66	11.1	

TABLA 6 ESTADISTICA SOBRE DAÑOS A PUENTES Y CARRETERAS DEBIDO AL SISMO DE TOKACHI-OKI DE 1969.

AGENCIA ADMINISTRATIVA	CARRETERAS		P U E N T E S		T O T A L		OBSERVACIONES
	LUGAR	PERDIDA (YENS)	NUMERO	PERDIDA (YENS)	NUMERO	PERDIDA (YENS)	
ANTECEDENTES - DE CONSTRUCCION.	111	969,604	-	-	111	969,604	EN SU MAYOR PARTE CAMINOS NACIONALES EN LA PREFECTURA DE AOMORI.
GOSIERNOS PREFECTURALES	HOKKAIDO	63 319,359	30	206,176	93	525,535	
	AOMORI	818 1'167,060	64	167,770	882	1'354,830	
	IWATE	41 34,178	3	19,000	44	53,178	
	MIYAGI	- -	3	5,100	3	5,100	
	AKITA	4 4,600	1	3,000	5	7,600	
TOTAL	1037	2'494,801	101	421,046	1132	2'915,847	

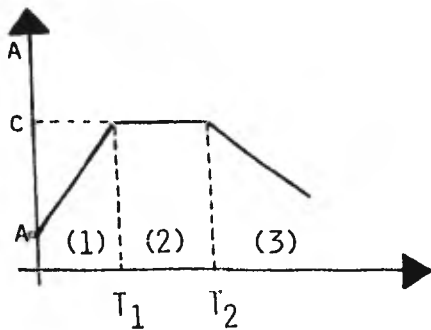
NOTA : LA TOTALIDAD DE LAS PERDIDAS SE ESTIMO EN JUNIO DE 1968.

TABLA 7 ESPECTROS DE DISEÑO

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	A <sup>o</sup>	T1	T2	R
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

NOTA : LAS ORDENADAS ESPECTRALES QUE SE OBTIENEN SON PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B. ESTAS DEBERAN MULTIPLICARSE -- POR 1,3 EN EL CASO DE ESTRUCTURAS DEL GRUPO A.

TABLA 7 ESPECTROS DE DISEÑO.



$$(1) \quad 0 \leq T < T_1 : A = A_0 + \frac{C - A_0}{T_1} T$$

$$(2) \quad T_1 \leq T < T_2 : A = C$$

$$(3) \quad T \geq T_2 : A = C \left( \frac{T_2}{T} \right)^R$$

- DONDE : A : ORDENADA ESPECTRAL  
 A<sub>0</sub> : ORDENADA ESPECTRAL PARA T = 0  
 C : COEFICIENTE SISMICO BASICO  
 R : EXPONENTE ADIMENSIONAL  
 T : PERIODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA O UNO DE SUS MODOS, EN SEGUNDOS,  
 T<sub>1</sub> T<sub>2</sub> : PERIODOS NATURALES QUE DEFINEN LA FORMA DEL ESPECTRO, EN SEGUNDOS

I	J	A(I,J)	I	J	A(I,J)	I	J	A(I,J)	I	J	A(I,J)
1	2	1.00	16	36	1.00	26	23	0.200	34	12	0.40
1	3	1.00	16	37	1.00	26	24	0.200	34	13	-0.40
2	4	1.00	17	38	1.00	27	23	-0.200	34	14	-0.40
2	5	1.00	17	39	1.00	27	24	-0.200	35	13	0.40
3	6	1.00	18	30	1.00	27	25	0.200	35	14	0.40
3	7	1.00	18	40	1.00	27	26	0.200	35	15	-0.40
4	10	1.00	18	41	1.00	28	25	-0.200	35	16	-0.40
4	11	1.00	19	42	1.00	28	26	-0.200	36	15	0.40
5	12	1.00	19	43	1.00	28	27	0.200	36	16	0.40
5	13	1.00	20	44	1.00	28	28	0.200	36	17	-0.333
6	14	1.00	20	45	1.00	29	27	-0.200	36	18	-0.333
6	15	1.00	21	46	1.00	29	28	-0.200	37	17	0.333
7	16	1.00	21	47	1.00	29	29	0.333	37	18	0.333
7	17	1.00	22	1	-0.333	29	30	0.333	37	39	0.333
8	18	1.00	22	2	-0.333	30	41	-0.333	37	40	0.333
8	8	1.00	22	3	0.333	30	42	-0.333	38	31	0.40
8	19	1.00	22	4	0.333	30	43	0.333	38	32	0.40
9	20	1.00	23	3	-0.333	30	44	0.333	38	33	-0.40
9	21	1.00	23	4	-0.333	31	43	-0.333	38	34	-0.40
10	22	1.00	23	5	0.333	31	44	-0.333	39	33	0.40
10	23	1.00	23	6	0.333	31	45	0.333	39	34	0.40
11	24	1.00	24	5	-0.333	31	46	0.333	39	35	-0.40
11	25	1.00	24	6	-0.333	32	45	-0.333	39	36	-0.40
12	26	1.00	24	7	0.333	32	46	-0.333	40	35	0.40
12	27	1.00	24	8	0.333	32	47	0.333	40	36	0.40
13	24	1.00	25	19	-0.333	32	48	0.333	40	37	-0.40
13	29	1.00	25	20	-0.333	33	9	0.40	40	38	-0.40
14	32	1.00	25	21	0.200	33	10	0.40	41	37	0.40
14	33	1.00	25	22	0.200	33	11	-0.40	41	38	0.40
15	34	1.00	26	21	-0.200	33	12	-0.40	41	39	-0.333
15	35	1.00	26	22	-0.200	34	11	0.40	41	40	-0.333

TABLA 8 VALORES DISTINTOS DE ACERO DE LA MATRIZ DE EQUILIBRIO A.



MIEMBRO	TIPO	RIGIDEZ EI/L (TON.M)
1	1	572372.23
2	0	572372.23
3	0	572372.23
4	0	572372.23
5	0	39844.70
6	0	39844.70
7	0	39844.70
8	0	39844.70
9	0	33203.91
10	0	572372.23
11	0	343423.34
12	0	343423.34
13	0	343423.34
14	0	343423.34
15	0	572372.23
16	0	39844.70
17	0	39844.70
18	0	39844.70
19	0	39844.70
20	0	33203.91
21	0	572372.23
22	0	572372.23
23	0	572372.23
24	2	572372.23

TABLA 9 DATOS DE MIEMBROS PARA ENTRAR AL PROGRAMA

No.	MASA (TON.SEG <sup>2</sup> /M)	R LONG.	R.VER.	FZAS.DEBIDO A SISMO LONG.(TON)	FZAS.DEBIDO A SISMO VERT.(TON)
1	4.042	0	1	0.1568	0.3023
2	2.694	0	1	0.1517	0.3165
3	4.042	0	1	0.1719	0.4046
4	4.940	0	1	0.2232	0.9179
5	4.491	0	1	0.2712	2.3561
6	4.491	0	1	0.0000	3.0212
7	4.491	0	1	0.2712	2.3561
8	4.940	0	1	0.2232	0.9179
9	4.042	0	1	0.1719	0.4046
10	2.694	0	1	0.1512	0.3165
11	4.042	0	1	0.1568	0.3023
12	1.927	1	0	0.3334	0.1631
13	1.285	1	0	0.5833	0.2702
14	1.285	1	0	0.8069	0.3131
15	2.185	1	0	1.5590	0.3425
16	44.908	1	0	35.8202	0.0000
17	1.927	1	0	0.3334	0.1631
18	1.285	1	0	0.5833	0.2702
19	1.285	1	0	0.8069	0.3131
20	2.185	1	0	1.5590	0.3425

TABLA 10 VALORES DE CADA UNA DE LAS MASAS CONCENTRADAS Y EL VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS PSEUDOESTATICOS (R) PARA SISMO LONGITUDINAL Y VERTICAL, Y POR CONSIGUIENTE LAS FUERZAS SISMICAS QUE SE GENERAN EN CADA UNA DE LAS MASAS DEBIDO A ESTAS DOS DIRECCIONES-DEL SISMO.

Modo No.	1	2	3	4	5
W <sup>2</sup> (RAD <sup>2</sup> /SEG <sup>2</sup> )	21.429	1088.914	2990.623	3055.416	6999.988
W (RAD/SEG)	4.6292	32.9987	54.6886	55.2758	83.6659
T (SEG)	1.3573	0.1904	0.1149	0.1137	0.0751
SA (M/SEG <sup>2</sup> )	0.7652	0.6882	0.6595	0.6590	0.6403
FACT.PARTICIPACION SISMO LONGITUDINAL	49.0047	0.0000	0.0000	4.2958	-1.9597
FACT.PARTICIPACION SISMO VERTICAL	0.0000	10.5711	2.0627	0.0000	0.0000
Ø1	0.0056	-0.1112	0.0150	-0.0591	-0.6345
Ø2	0.0090	-0.1747	0.0228	-0.0895	-0.8949
Ø3	0.0079	-0.1488	0.0184	-0.0722	-0.6398
Ø4	-0.0082	0.2765	0.0090	0.0755	0.6891
Ø5	-0.0085	0.7800	0.0999	0.0900	1.0000
Ø6	0.0000	1.0000	0.1522	0.0000	0.0000
Ø7	0.0085	0.7800	0.0999	-0.0900	-1.0000
Ø8	0.0082	0.2765	0.0090	-0.0755	-0.6891
Ø9	-0.0079	-0.1488	0.0184	0.0722	0.6398
Ø10	-0.0090	-0.1747	0.0228	0.0895	0.8949
Ø11	-0.0056	-0.1112	0.0150	0.0591	0.6345
Ø12	0.0967	0.0532	-0.3811	0.3902	-0.2898
Ø13	0.3293	0.1485	-0.9193	0.9346	-0.5442
Ø14	0.6120	0.2043	-1.0000	1.0000	-0.3263
Ø15	0.8606	0.1693	-0.5359	0.4996	0.1098
Ø16	1.0000	0.0000	0.0000	-0.0972	0.0204
Ø17	0.0967	-0.0532	0.3811	0.3902	-0.2898
Ø18	0.3293	-0.1485	0.9193	0.9346	-0.5442
Ø19	0.6420	-0.2043	1.0000	1.0000	-0.3263
Ø20	0.8606	-0.1693	0.5359	0.4996	0.1098

TABLA 11 AQUI SE ENCUENTRAN REPRESENTADOS PARTE DE LOS RESULTADOS -  
PROPORCIONADOS POR EL PROGRAMA.

LOCALIZACION	TRAMO	LÓNG. (M)	DEFORMACION Y ( M )	INTENSIDAD SIS- MICA PE(TON/M )
ESTRIBO 1			0.0000	0.00
NODO	1	3.00	0.00046548	0.1521
	2	3.00	0.00091158	0.2979
	3	3.00	0.00132239	0.4321
PILA	2	3.00	0.00168576	0.5508
NODO	4	3.00	0.00199266	0.6511
	5	5.00	0.00234714	0.7669
	6	5.00	0.00247013	0.8071
	7	5.00	0.00234711	0.7669
	8	5.00	0.00199260	0.6511
PILA	3	3.00	0.00168569	0.5508
NODO	9	3.00	0.00132234	0.4321
	10	3.00	0.00091158	0.2979
	11	3.00	0.00046548	0.1521
ESTRIBO 4	14	3.00	0.0000	0.000

TABLA 12 DEFORMACIONES EN SUPERESTRUCTURA PRODUCIDAS POR  $W_0$  Y LA INTENSIDAD SISMICA DEBIDA AL ANALISIS EN DIRECCION TRANSVERSAL.

F I G U R A S

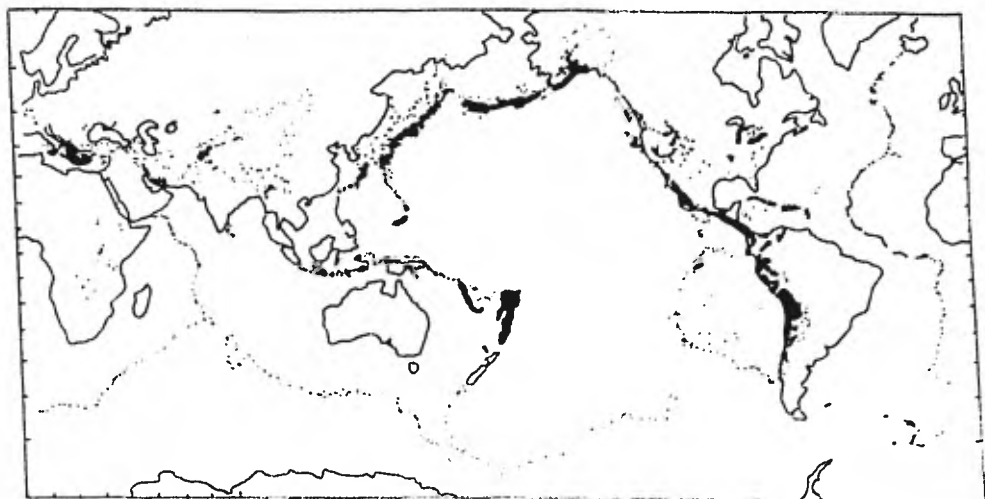


FIGURA 1 SISMICIDAD DE LA TIERRA, 1961 - 1967, ESA, CGS.

No	FECHA	NOMBRE	M <sub>s</sub>
1	sept. 1, 1923	Kanto	7.9
2	dic. 21, 1946	Nankai	8.1
3	jun. 28, 1948	Fukui	7.3
4	mar. 4, 1952	Tokachuroai	8.1
5	abr. 30, 1962	Northern Miyagi	6.6
6	jun. 16, 1964	Niigata	7.5
7	feb. 21, 1968	Esino	6.1
8	may. 16, 1969	Tohachi-oki	7.9

MAGNITUD CON RESPECTO A LA ESCALA DE RICHTER.

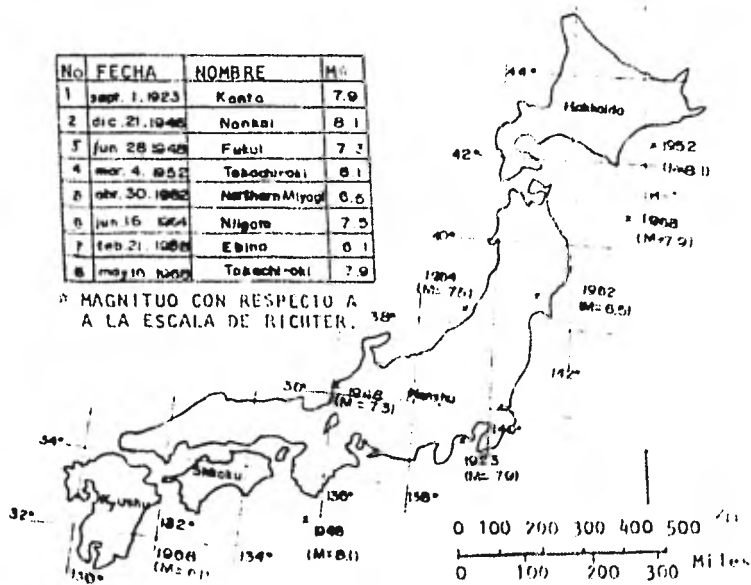


FIGURA 2 EPICENTROS DE OCHO SISMOS QUE CAUSARON SEVEROS DAÑOS ESTRUCTURALES EN EL JAPON.

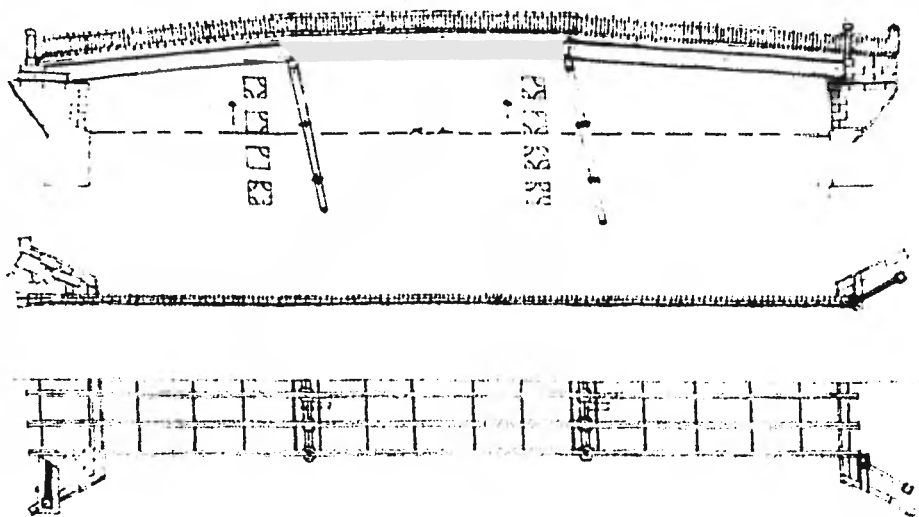


FIGURA 3 DAROS AL PUENTE TSURUNO - BASHI

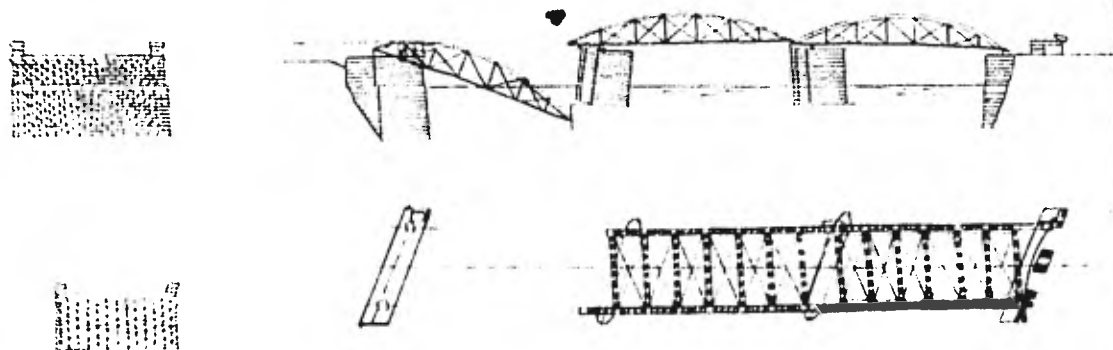


FIGURA 4 DAROS AL PUENTE TOYOKUNI

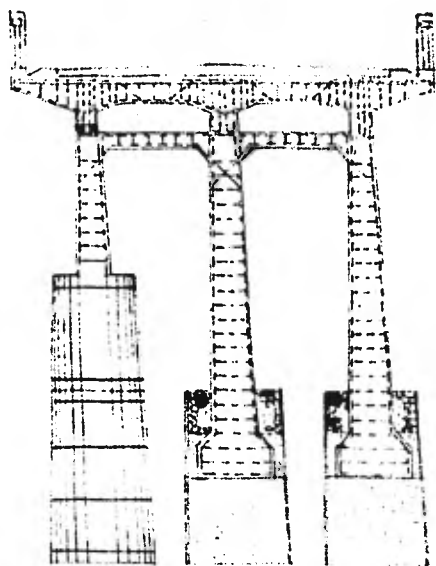


FIGURA 5 CORTE

FIGURA 5 CORTE TRANSVERSAL DEL PUENTE SAKAWA

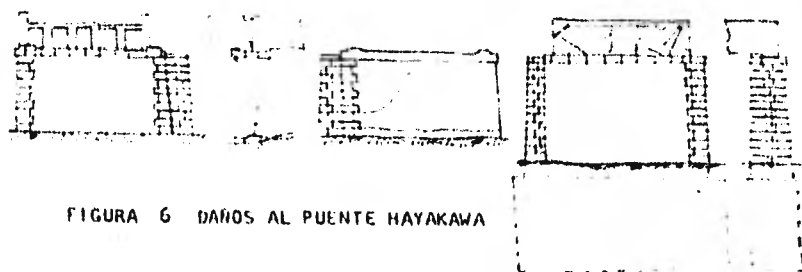
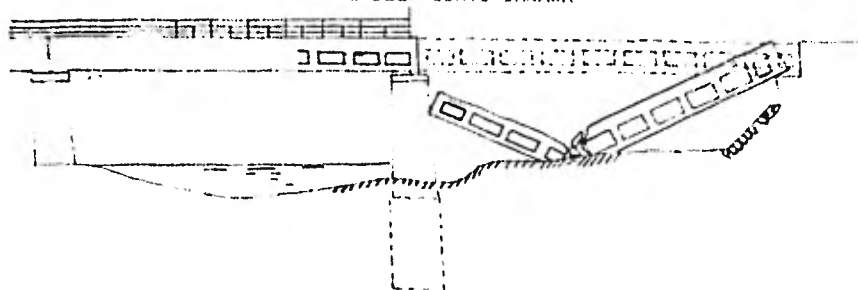
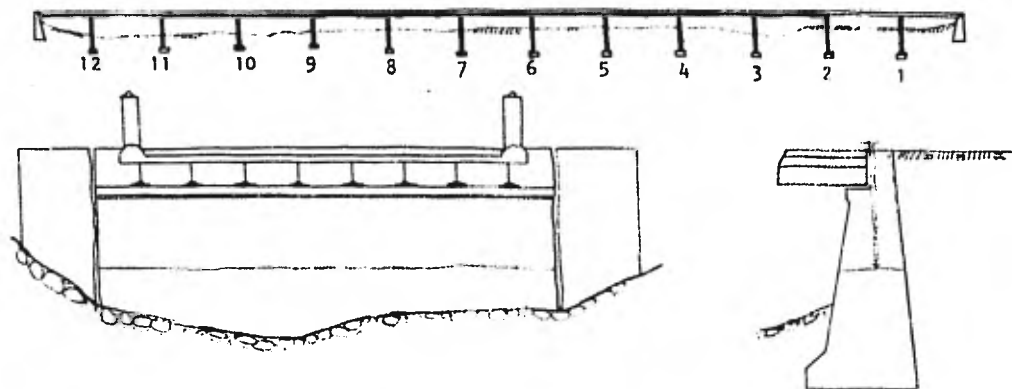


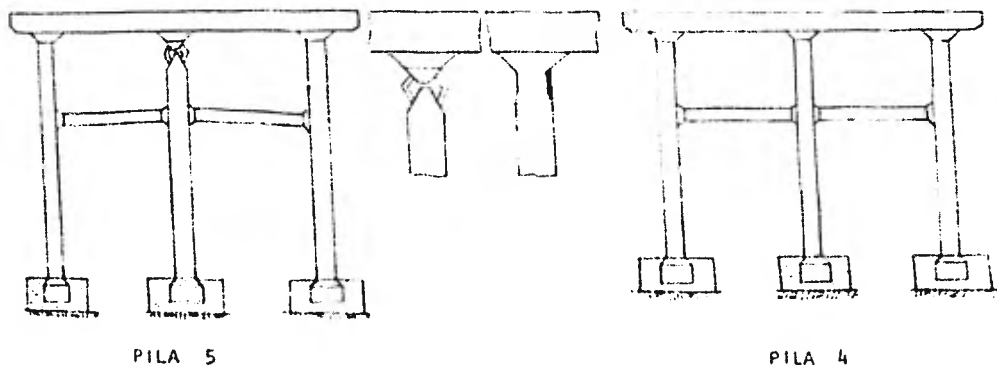
FIGURA 6 DAÑOS AL PUENTE HAYAKAWA





CORTE TRANSVERSAL DEL ESTRIBO

VISTA EN ELEVACION



PILA 5

PILA 4

FIGURA 7 DAÑOS OCURRIDOS AL PUENTE TAKAHATA



FIGURA 8 VISTA EN ELEVACION DEL COLAPSO TOTAL DEL PUENTE NAKAZONO

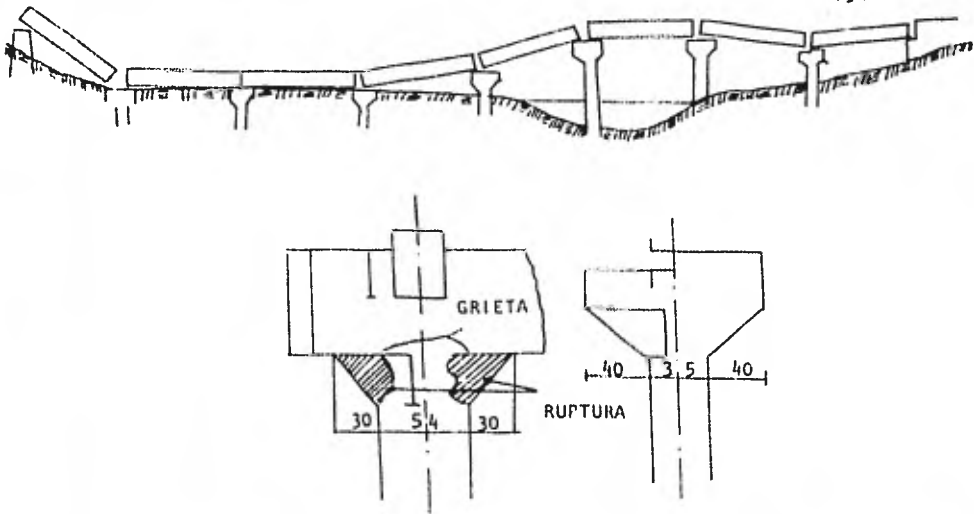


FIGURA 9 DAÑOS SISMICOS OCURRIDOS AL PUENTE HAGAYA

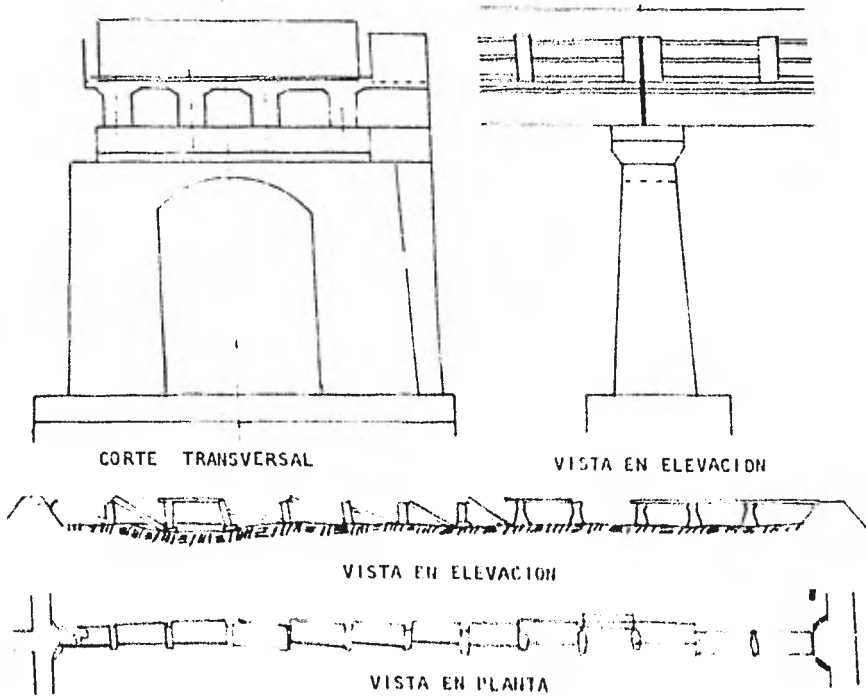


FIGURA 10 DAÑOS SISMICOS OCURRIDOS AL PUENTE ITAGAKI

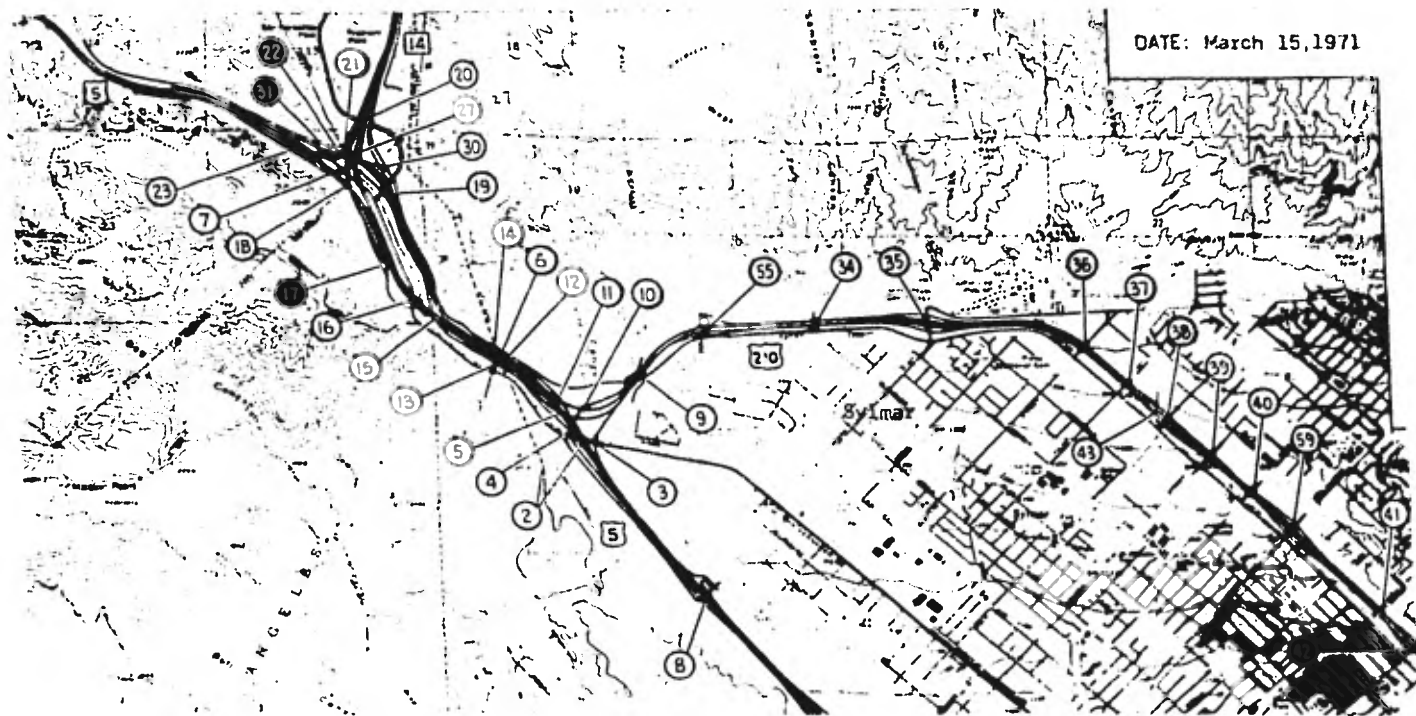


FIGURA 11. ARREGLO GENERAL DE PUENTES Y PASOS SUPERIORES SERIAMENTE AFECTADOS POR EL SISMO DE SAN FERNANDO, CALIFORNIA.

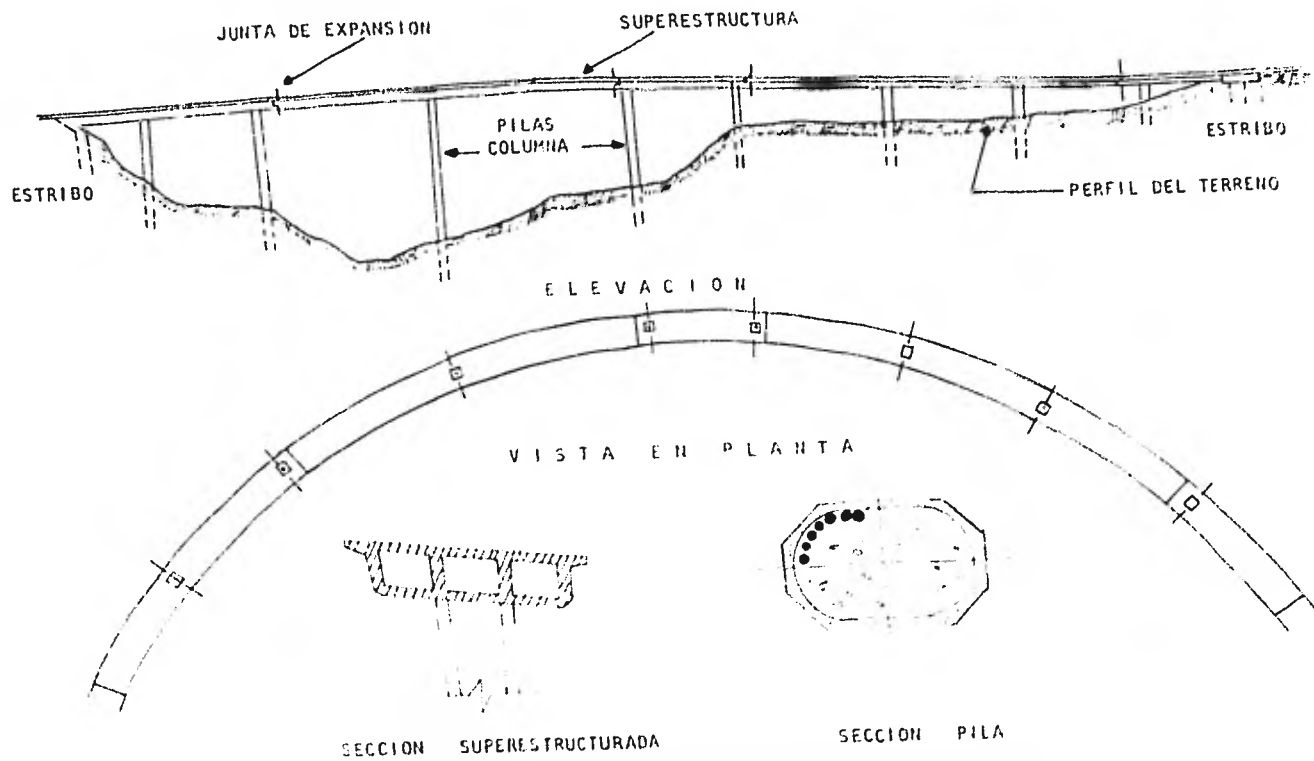


FIGURA 12 PLANO GENERAL DE UN PUENTE DE TRAMOS MULTIPLES LARGOS

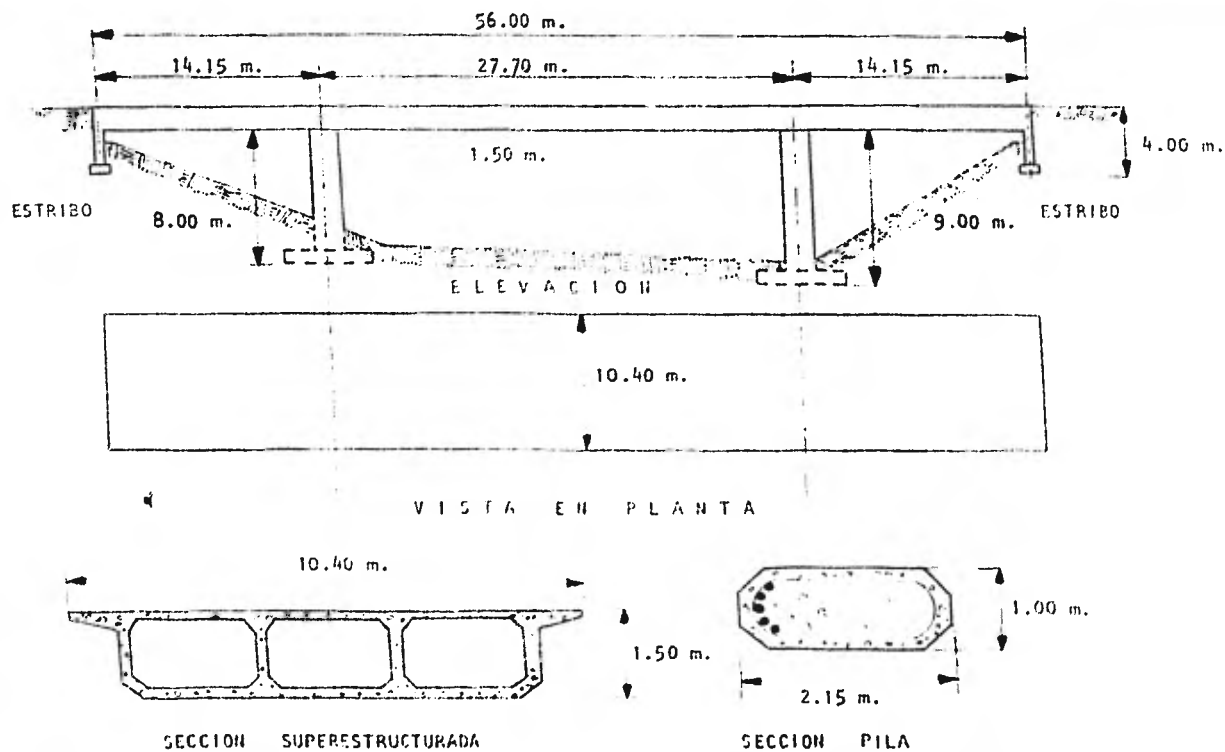


FIGURA 13 PLANO GENERAL DE UN PUENTE SENCILLO O DE TRAMOS MULTIPLES CORTOS

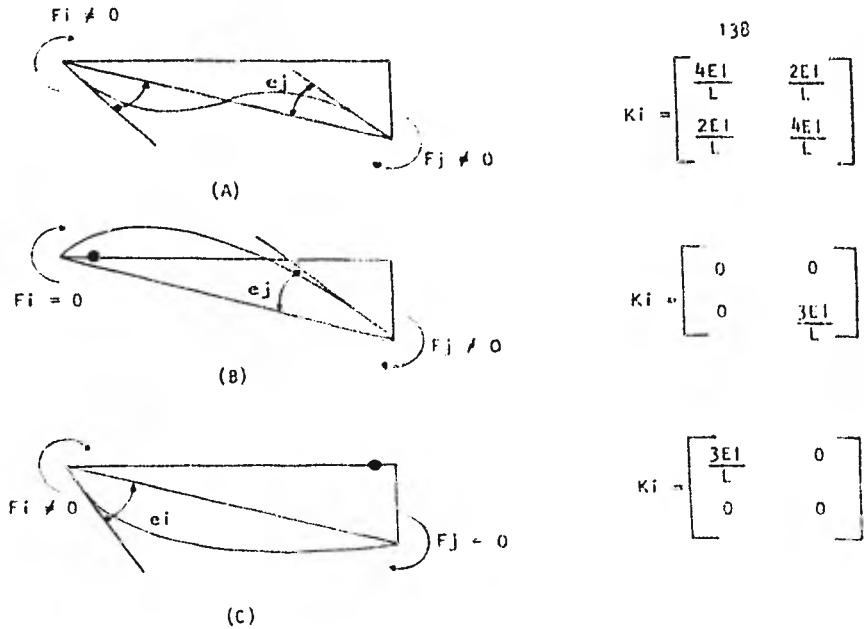


FIGURA 14 RIGIDEZES DE MIEMBRO. A) DOBLEMENTE EMPOTRAADO, B) LIBREMENTE APOYADO EN EL EXTREMO I Y EMPOTRAADO EN J Y C) EMPOTRAADO EN EL EXTREMO I Y LIBREMENTE APOYADO EN J.

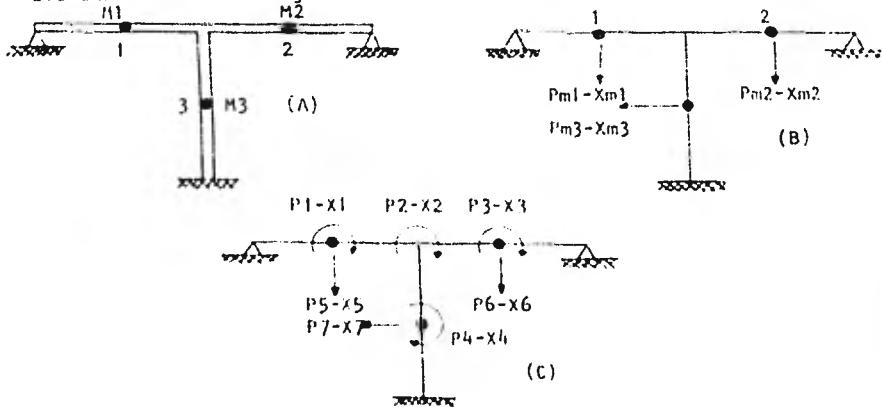


FIGURA 15 VIBRACION LIBRE DE MARCOS. A) MARCO ESTRUCTURAL CON MASAS CONCENTRADAS, B) GRADOS DE LIBERTAD ESTATICOS CONTRA DINAMICOS DE LAS MASAS CONCENTRADAS Y C) DIAGRAMA DE GRADOS DE LIBERTAD -GIROS O DESPLAZAMIENTOS (P-X).

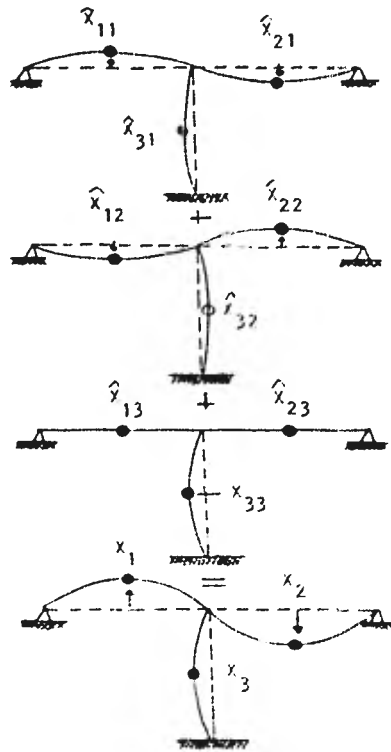


FIGURA 16 REPRESENTACION DE LAS COMPONENTES MODALES



FIGURA 17 SISTEMA GENERAL DE MASAS CONCENTRADAS CON TRASLACION DE APOYO RIGIDO

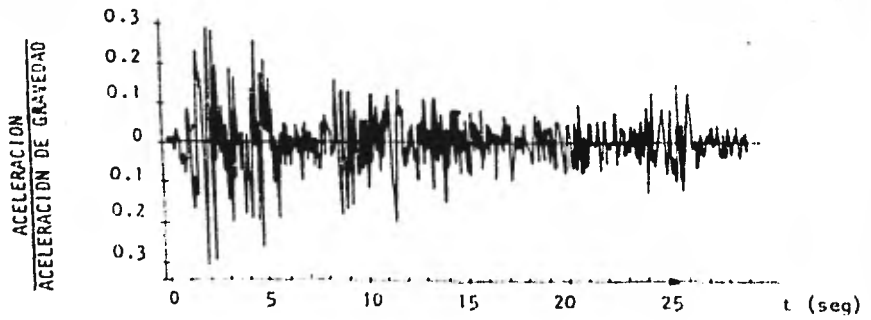


FIGURA 18 ACELEROGRAMA DEL SISMO OCURRIDO EN EL CENTRO, CALIFORNIA, MAYO, 1940.

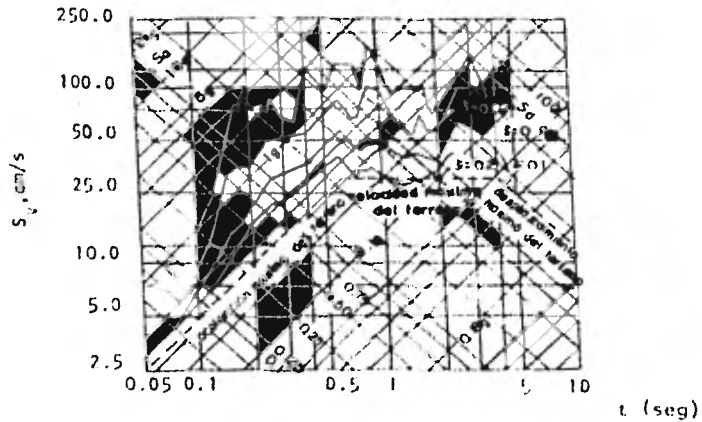


FIGURA 19 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA SISTEMAS ELASTICOS; MAYO, 1940, TEMBLOR DEL CENTRO, CALIFORNIA.



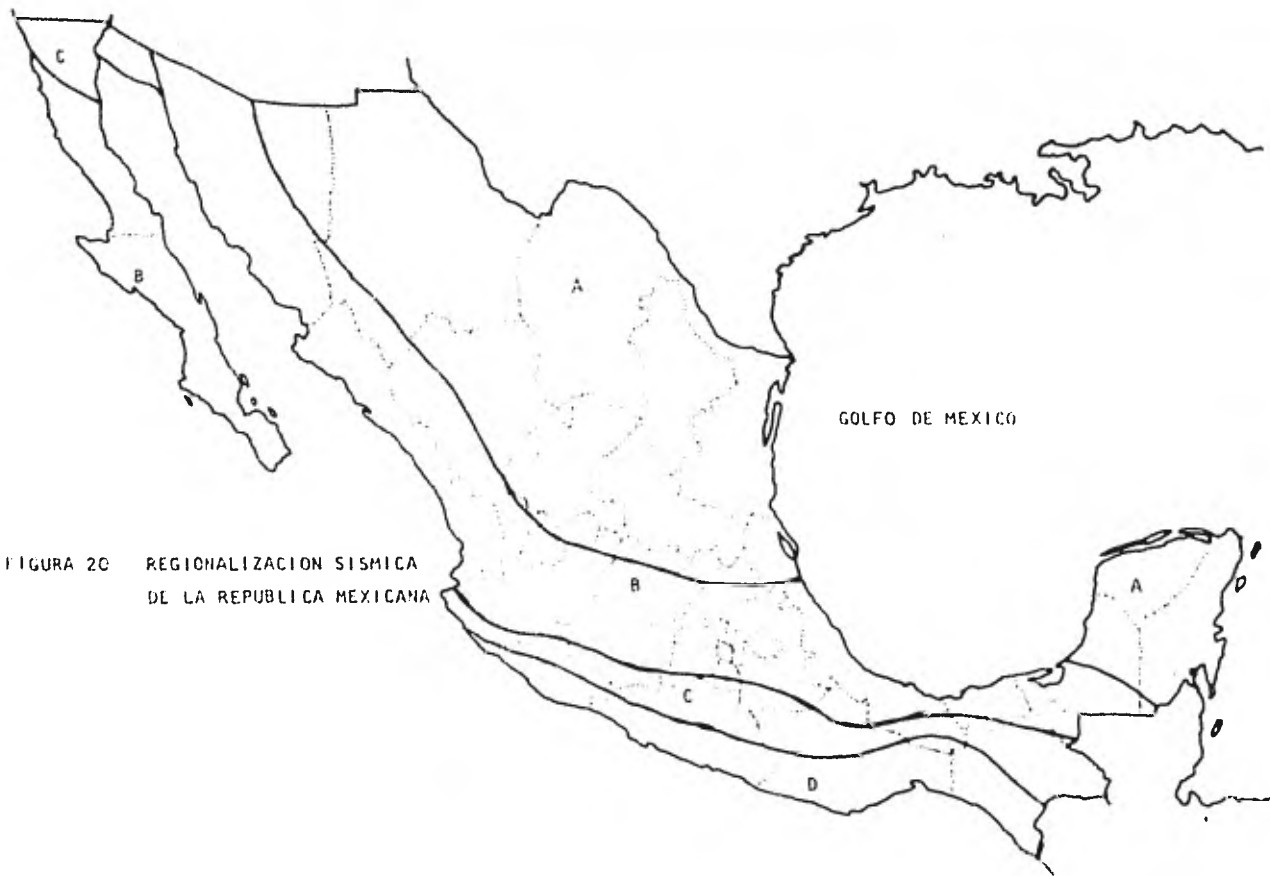
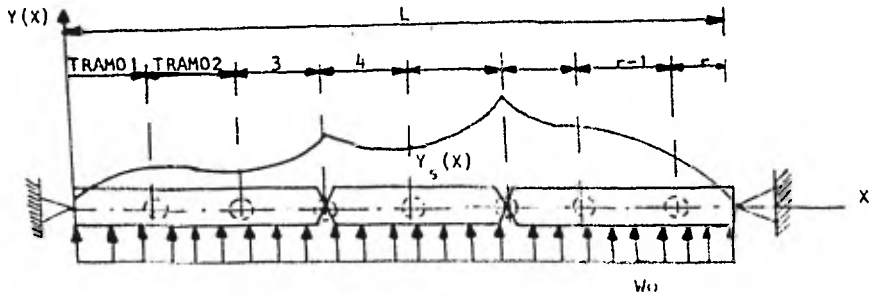
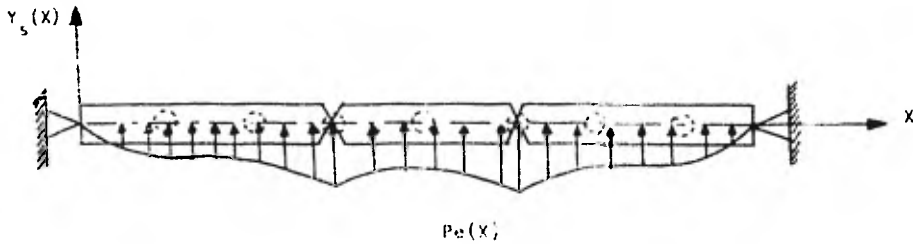


FIGURA 20 REGIONALIZACION SISMICA  
DE LA REPUBLICA MEXICANA

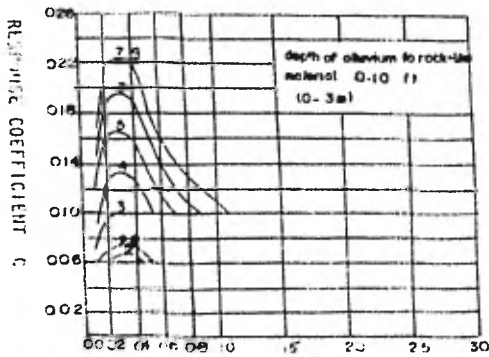


( A )



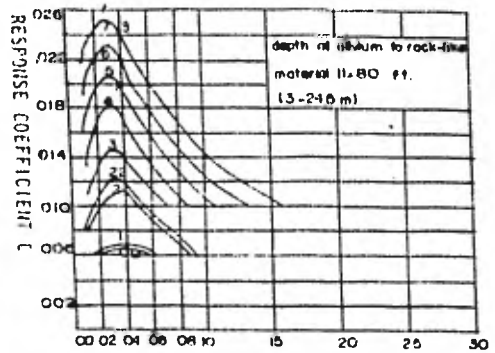
( B )

FIGURA 21 VISTA EN PLANTA DE UN PUENTE PARA SER ANALIZADO BAJO SISMO TRANSVERSAL. A) CARGA UNITARIA UNIFORMEMENTE REPARTIDA A TODO LO LARGO DE LA SUPERESTRUCTURA Y B) CARGA SISMICA ESTATICA APLICADA A TODO LO LARGO DE LA SUPERESTRUCTURA.



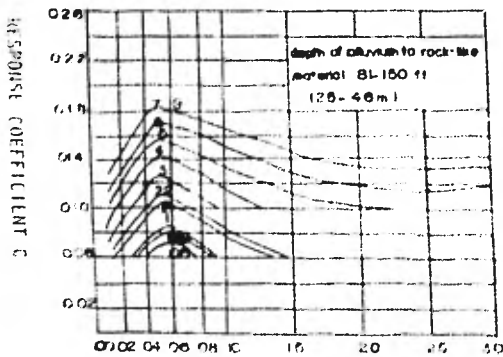
PERIOD OF ESTRUCTURE (SEC) T

(A)



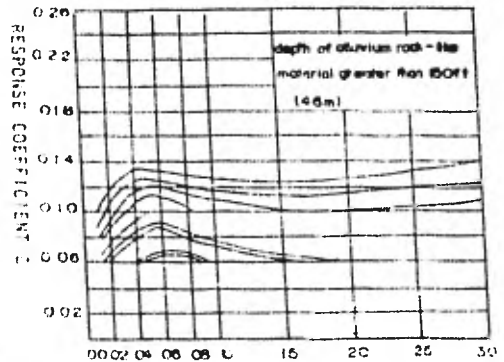
PERIOD OF ESTRUCTURE (SEC) T

(B)



PERIOD OF ESTRUCTURE (SEC) T

(C)



PERIOD OF ESTRUCTURE (SEC) T

(D)

FIGURA 22. COEFICIENTE DE RESPUESTA (C) PARA DIVERSOS VALORES DE LA MÁXIMA ACELERACIÓN (A)

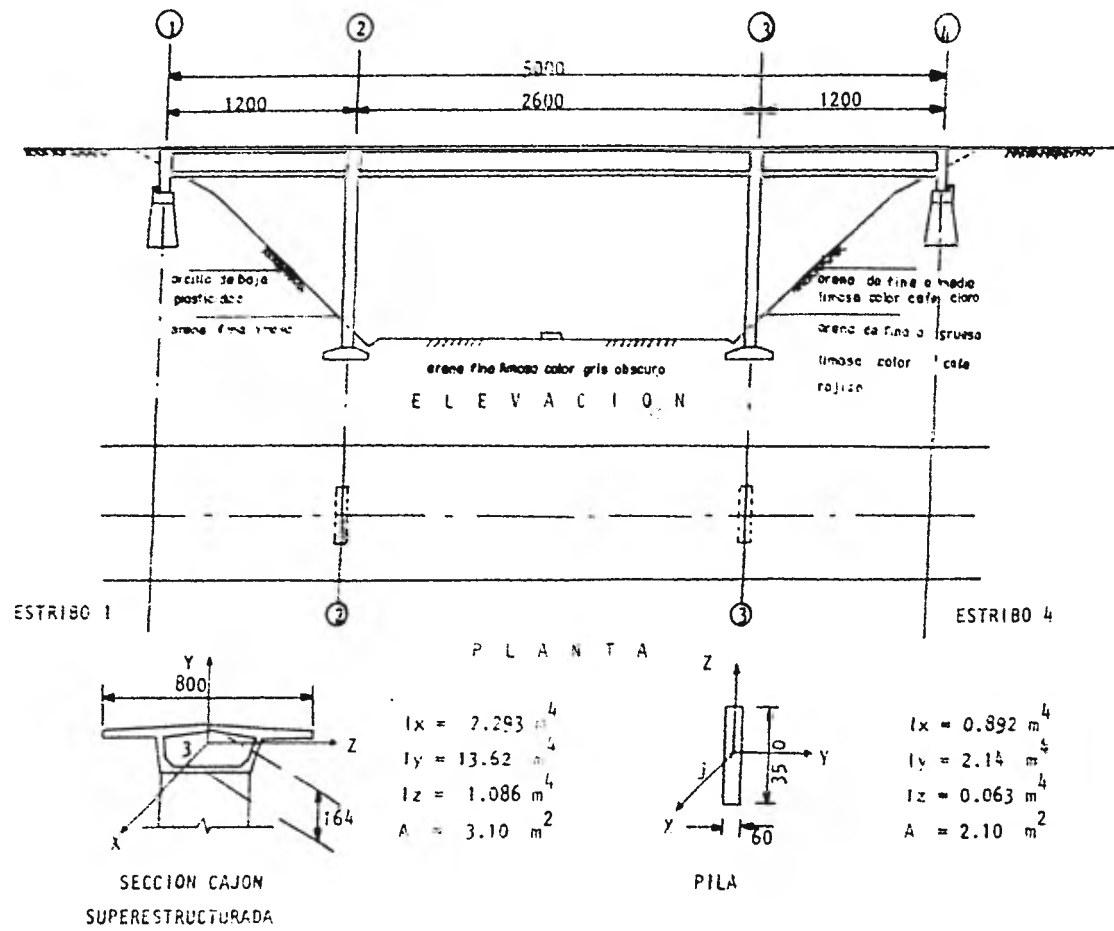
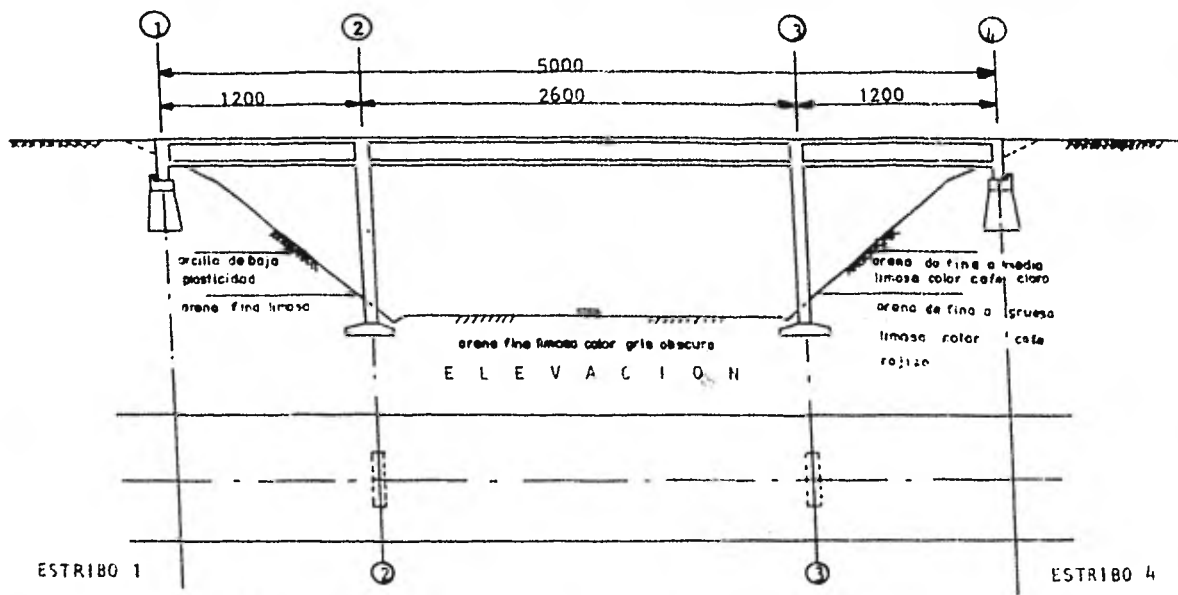


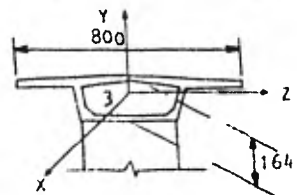
FIGURA 23 PUENTE PARA PASO INFERIOR DE VEHICULOS.



ESTRIBO 1

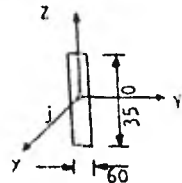
ESTRIBO 4

P L A N T A



SECCION CAJON  
SUPERESTRUCTURADA

$$\begin{aligned}
 I_x &= 2.293 \text{ m}^4 \\
 I_y &= 13.62 \text{ m}^4 \\
 I_z &= 1.086 \text{ m}^4 \\
 A &= 3.19 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$



PILA

$$\begin{aligned}
 I_x &= 0.892 \text{ m}^4 \\
 I_y &= 2.14 \text{ m}^4 \\
 I_z &= 0.063 \text{ m}^4 \\
 A &= 2.10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

FIGURA 23 PUENTE PARA PASO INFERIOR DE VEHICULOS.

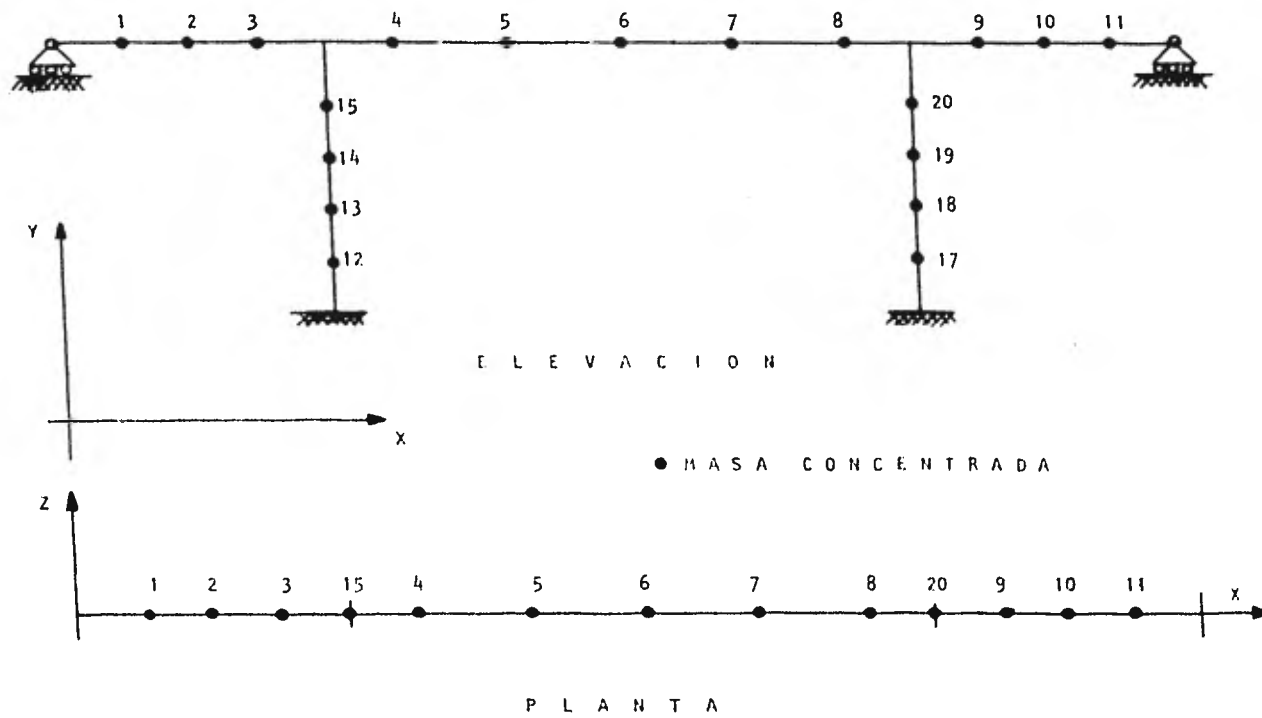
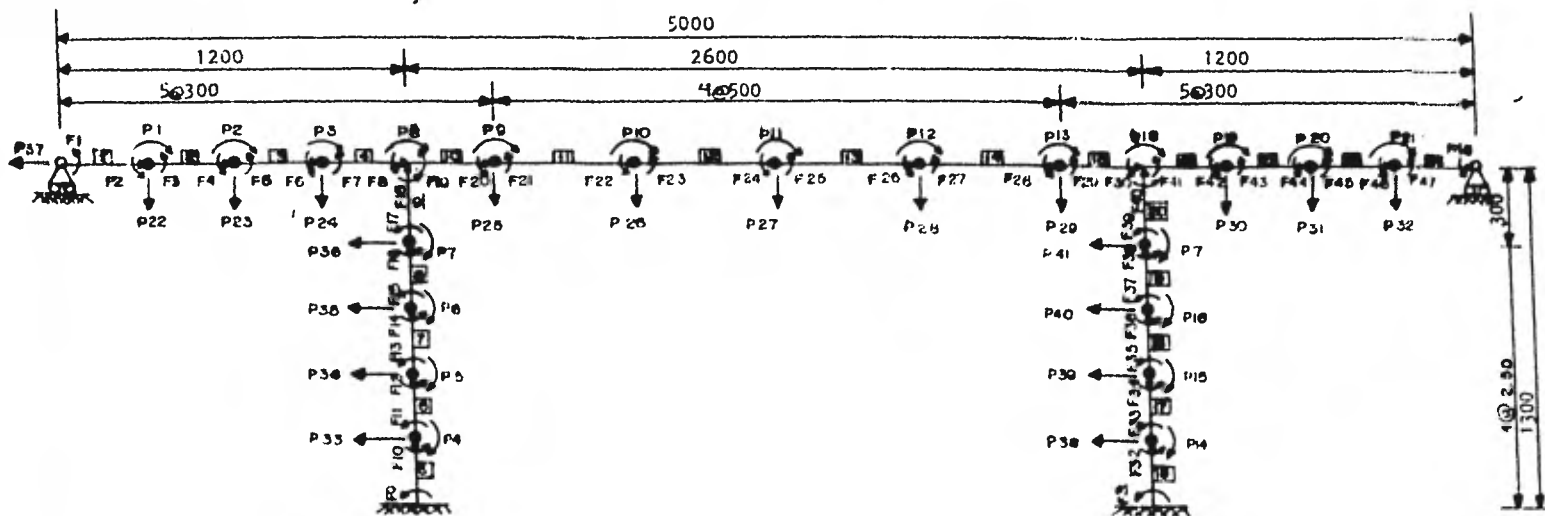


FIGURA 24 IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA CON MASAS CONCENTRADAS



$P_i$  = GRADO DE LIBERTAD = 41  
 $F_i$  = FUERZAS INTERNAS DE BARRA = 43  
 $i$  = BARRA No. = 24

● MASAS CONCENTRADAS = 20

FIGURA 25 DIAGRAMA DE GIROS Y DESPLAZAMIENTOS CONTRA FUERZAS INTERNAS DE BARRAS PARA LA OBTENCION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZES GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.



MODO 1



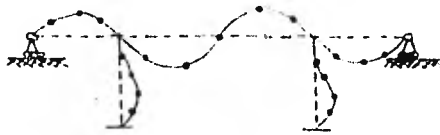
MODO 2



MODO 3



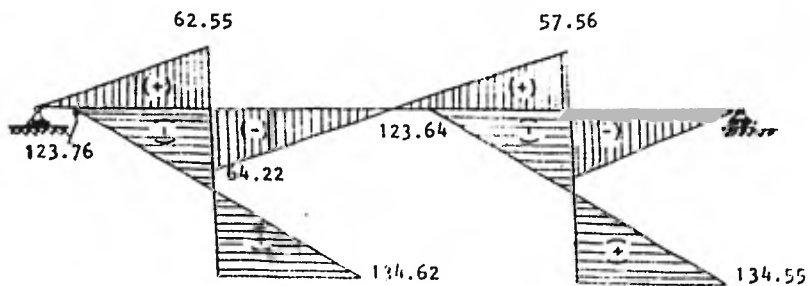
MODO 4



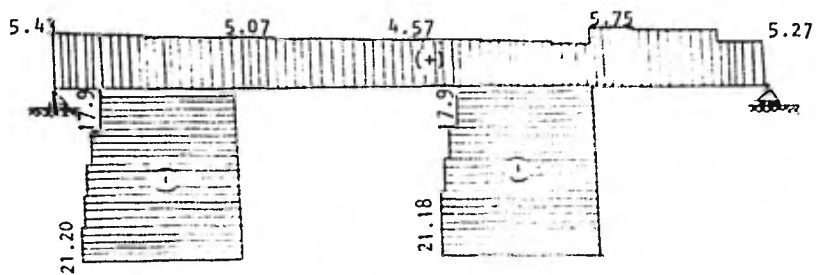
MODO 5

FIGURA 26 REPRESENTACION GRAFICA DE LOS CINCO MODOS DE VIBRAR CALCULADOS POR EL PROGRAMA.

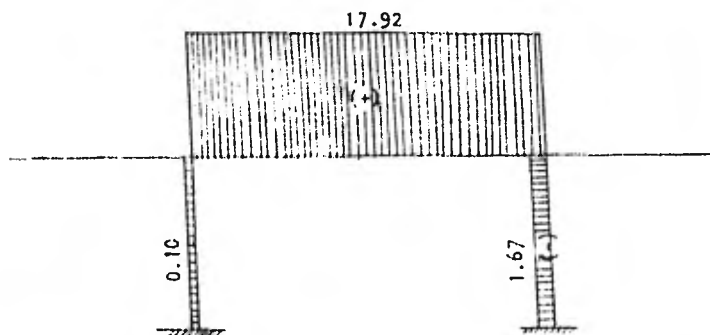




a) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN TON. M.

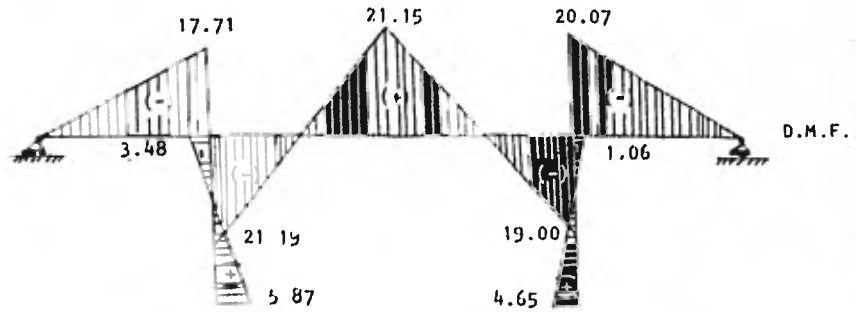


b) DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN TON.

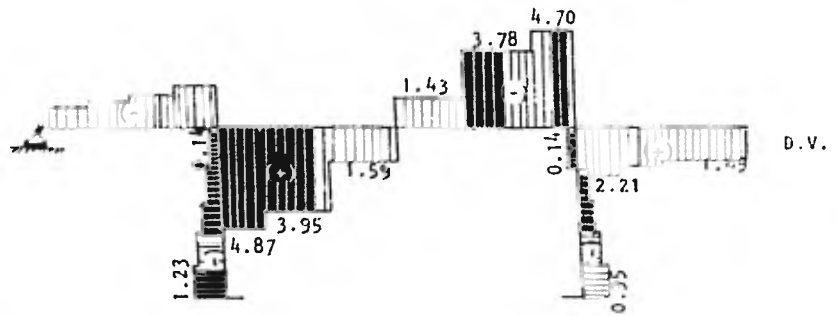


c) DIAGRAMA DE FUERZAS NORMALES EN TON.

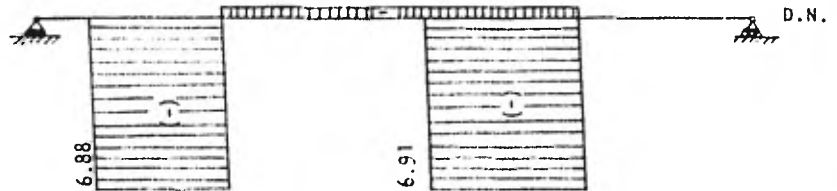
FIGURA 27 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PRODUCIDOS POR EL SISMO LONGITUDINAL SUMINISTRADO DE DERECHA A IZQUIERDA.



a) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN TON.M

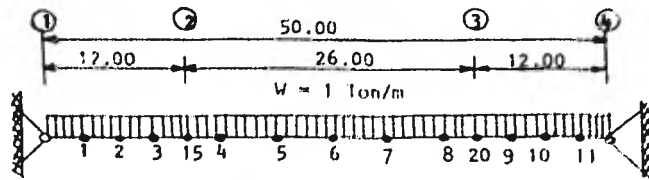


b) DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN TON.



c) DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES EN TON.

FIGURA 28 DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS PRODUCIDOS POR SISMO VERTICAL

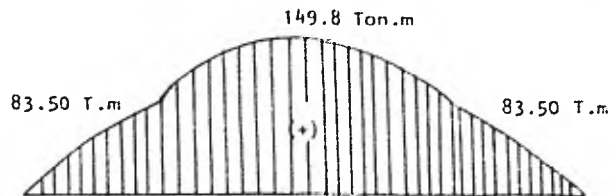


( A )

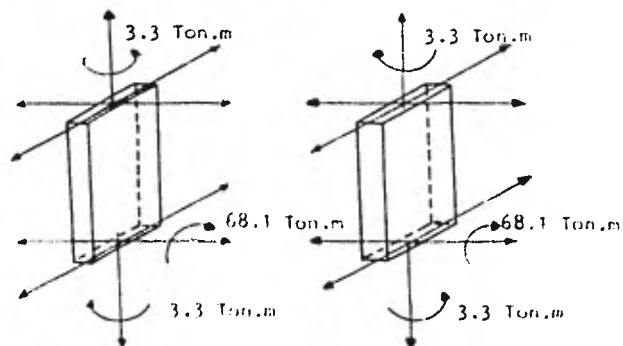
$$P_L(x) = 326.74 Y_1(x)$$



( B )



( C )



( D )

FIGURA 29 ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL. A) APLICACION DE LA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA, B) APLICACION DE LA FUERZA SISMICA ESTATICA EN LA ESTRUCTURA, C) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES (Ton.m) PRODUCIDAS POR  $P_L$  Y D) ACCIONES PRODUCIDAS EN LAS PILAS POR  $P_L$ .

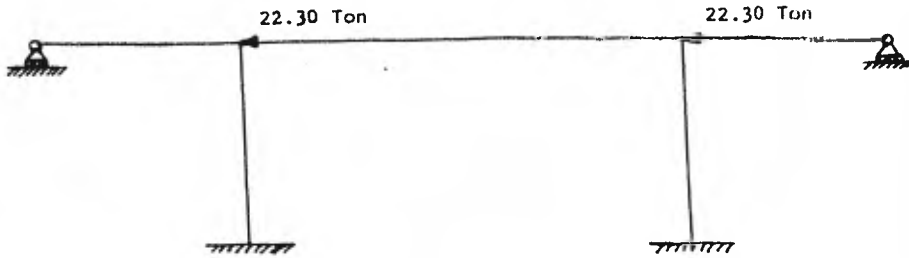
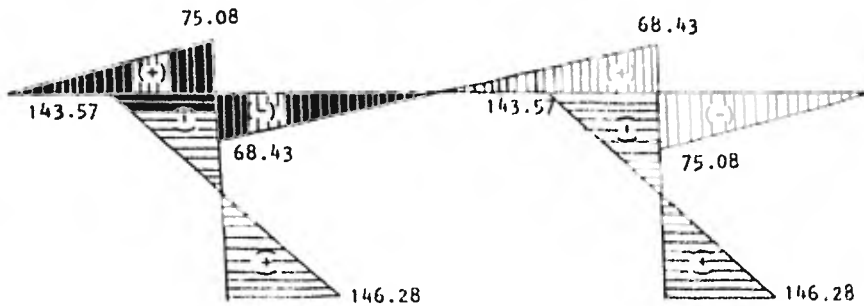
a) APLICACION DE LA  $F_s$  EN LA ESTRUCTURAb) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDOS A  $F_s$ .

FIGURA 30 ANALISIS ESTADICO DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO SISMO LONGITUDINAL.

## REFERENCIAS

1. IWASAKI T., PENZIEN J. Y CLOUGH R., "LITERATURE - - SURVEY SEISMIC EFFECTS ON HIGHWAY BRIDGES", EERC-11, EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, NOVIEMBRE, 1972.
2. MELI R., "EL TEMBLOR DEL PERU, MAYO DE 1970; EFECTOS DE LAS ESTRUCTURAS", REVISTA DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA SISMICA 4, SEPTIEMBRE, 1972.
3. TSENG W. S. Y PENZIEN J., "ANALYTICAL INVESTIGATIONS OF THE SEISMIC RESPONSE OF LONG MULTIPLE-SPAN HIGHWAY BRIDGES", EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, JUNIO, 1973.
4. CHEN M. C. Y PENZIEN J., "ANALYTICAL INVESTIGATIONS OF SEISMIC RESPONSE OF SHORT, SINGLE, OR MULTIPLE -- SPAN HIGHWAY BRIDGES", REPORT NO. EERC 75-4, EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, ENERO, 1975.
5. CLOUGH R. Y PENZIEN J. "DYNAMICS OF STRUCTURES" Mc - GRAW-HILL, 1975.
6. WANG CH. K., "MATRIX METHODS OF STRUCTURAL ANALYSIS" SECOND EDITION; INTEx, 1970.
7. WANG CH. K., "COMPUTER METHODS IN ADVANCED STRUCTURAL ANALYSIS"; INTEx, 1970.
8. ROSENBLUETH E. Y NEWMARK N. M., "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA", EDITORIAL DIANA, 1976.

9. ESTEVA L., 1965, "VIBRACIONES DE MARCOS DE UN SOLO-PISO : EFECTOS DE LA DISTRIBUCION DE LA MASA", PRIMER CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA SISMICA, GUADAJALAJARA, MEXICO, PUBLICACION PRELIMINAR SOC. MEX. DE ING. SISMICA.
10. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES "SECCION B. SOLICITACIONES", COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM, 1968.
11. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES "DISEÑO POR SISMO, C.1.3", COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, MEXICO, - 1981.
12. SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA SISMICA, "MEMORIAS-DEL V CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA SISMICA", GUADAJALAJARA, JAL., OCTUBRE 31 - NOVIEMBRE 3, 1979.
13. PENZIEN J. Y LINBSEN ROY A. "SEISMIC ANALYSIS OF-BRIDGES BY A SINGLE MODE SPECTRAL APPROACH", COURSE ON ADVANCES IN EARTHQUAKE ENGINEERING, UNIVERSITY - OF CALIFORNIA BERKELEY, JUNE, 1980.
14. A. A. S. H. T. O. : "THE AMERICAN ASSOCIATION OF - STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS"; STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, TWELFTH -- EDITION, 1977.
15. TRIGOS S. J. L., "DETERMINACION DE PARAMETROS PARA-DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS EN MEXICO", IV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA SISMICA, OAXACA, OAX. NOVIEMBRE 19 AL 22, 1975.
16. S. M. M. S. : "SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS"; V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS, CI-

MENTACIONES EN AREAS URBANAS DE MEXICO : COATZACOALCOS, GUADALAJARA, MEXICO, D. F. Y MONTERREY, MEXICO, 1970.

17. JUAREZ B. E. Y RICO R. A., "FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS", TERCERA EDICION, ED. LIMUSA, MEXICO, 1970.
18. ESQUIVEL J. A. Y SANCHEZ-SESMA F. J., "EFFECTS OF CANYON TOPOGRAPHY ON DYNAMIC SOIL-BRIDGE INTERACTION FOR INCIDENT PLANE SHWAVES", PROCEEDINGS OF THE SEVENTH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, SEPTEMBER 8-13, 1980, ISTANBUL, TURKEY.
19. TRIGOS S. J. L., "ANALISIS DE ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES (J.L.T.A.L.T.)". PROGRAMA PARA COMPUTADORA DIGITAL.
20. "MANUAL DE DISEÑO POR SISMO"; SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (407), UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, 1977.
21. "STRUDEL, STRUDEL DYNAL AND STRUDEL PLOTS" BY MC AUTO - AND MULTISYSTEMS. INC.
22. "STRUBAG-INSTRUCTIONS TO USERS" BY CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, DIVISION OF STRUCTURES.
23. WILSON, E. L., "SAP- A GENERAL STRUCTURAL ANALYSIS - PROGRAM" SESM 70-20, SESM, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, SEPTEMBER, 1970.
24. "NEAPS" : "LINEAR AND NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS COM

- PUTER PROGRAM FOR LONG MULTIPLE SPAN HIGHWAY BRIDGES",  
BY W. S. TSENG AND PENZIEN J., 1973.
25. "EASE 2 : STATIC/ DYNAMIC STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM,  
BY CYBERNET SERVICES CONTROL DATA CORPORATION, MEXICO.
  26. "NASTRAN : NASA STRUCTURAL ANALYSIS", R. H. Mc NEAL, -  
EDITOR, NASA SP-221, SEPTEMBER, 1970.
  27. "SAPIV : STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM FOR STATICS AND -  
DINAMIC RESPONSE OF LINEAR SYSTEMS" BY K. - J. BATHE, -  
E. L. WILSON AND F. E. PETERSON - 1973 (PB 221967).
  28. ROY A. IMBSEN, RICHARD V. NUTT AND JOSEPH PENZIEN, - -  
SEISMIC RESPONSE OF BRIDGES - CASE STUDIES; REPORT NO.  
UC B/ EERC-78/ 14 EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CEN-  
TER, COLLEGE OF ENGINEERING UNIVERSITY OF CALIFORNIA, -  
JUNE, 1978.