

Nº 28
2 EJ.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

ESTIMACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES Y PROPUESTA DE REPARACION EN EL VIADUCTO TULA I

TESIS

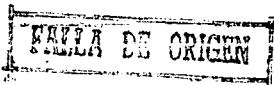
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
JOSE ANTONIO CORREA HUERTA

DIRECTOR DE TESIS
DR. MARIO E. ZERMEÑO DE LEON



MEXICO, D. F.

MAYO 1992.





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 está 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.

**ESTIMACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES Y PROPUESTA DE REPARACION
EN EL VIADUCTO TULA I**

INDICE GENERAL

I INTRODUCCION	1
I.1 Antecedentes.	1
I.2 Objetivos.	1
I.3 Generalidades.	2
II CONDICIONES ACTUALES DE LA ESTRUCTURA	3
II.1 Aspectos generales.	3
II.2 Descripción general del agrietamiento.	4
II.2.1 Descripción del agrietamiento en pilas.	5
II.2.2 Observaciones generales en el cuerpo de la pila.	10
II.2.3 Observaciones generales en el cabezal.	11
II.3 Resultados de la resistencia del concreto.	
II.3.1 Examen sobre núcleos de concreto.	11
II.4 Resultados del examen petrográfico.	
II.4.1 Aspectos generales.	12
II.4.2 Características de la reacción álcali-agregado.	14
II.4.3 Observaciones con el microscopio estereoscópico.	15
II.4.4 Observaciones con el microscopio petrográfico.	15

III DIAGNOSTICO Y PRONOSTICO	21
III.1 Introducción.	21
III.2 Cargas actuantes.	21
III.2.1 Generalidades.	21
III.2.2 Cargas vivas y muertas.	22
III.2.3 Efectos de temperatura en el concreto.	26
III.2.4 Contracción en el concreto.	27
III.3 Análisis estructural.	29
III.3.1 Método del elemento finito.	29
III.3.2 Descripción general del programa SAP90.	33
III.3.3 Análisis de los resultados obtenidos con el SAP90.	35
III.3.3-a Condiciones de carga.	35
III.3.3-b Análisis de los cabezales.	36
III.3.3-c Análisis de las pilas.	37
III.4 Revisión de la capacidad de carga del cabezal.	41
III.4.1 Generalidades.	41
III.4.2 Revisión de los extremos del cabezal como ménsula.	42
III.5 Revisión de la capacidad de carga del cuerpo de la pila.	
III.5.1 Generalidades.	45
III.5.2 Cálculo de los diagramas de interacción.	46
III.5.3 Momentos actuantes sobre la estructura.	50
III.5.4 Efectos de esbeltez.	53
III.5.5 Revisión del acero transversal.	59
III.6 Comentarios sobre la capacidad de carga.	
III.6.1 Capacidad de carga de los cabezales.	60
III.6.2 Capacidad de carga de las pilas.	61

IV RECOMENDACIONES DE REPARACION	62
IV.1 Aspectos generales.	62
IV.2 Alternativas.	62
IV.2.1 Inyección de resina epoxica.	62
IV.2.2 Ranurado y sellado.	66
IV.2.3 Refuerzo adicional.	66
IV.2.4 Sello flexible.	67
IV.2.5 Relleno con lechada.	67
IV.2.5-a Relleno con lechada de cemento portland.	
IV.2.5-b Relleno químico.	
IV.2.6 Impregnación polimerica.	68
IV.3 Inyección de grietas con resina epoxica.	68
IV.4 Postensado de cabezales.	69
V CONCLUSIONES	71
REFERENCIAS	74
FIGURAS	

CAPITULO I

INTRODUCCION

I.1 ANTECEDENTES

El viaducto Tula I ubicado en las cercanías del poblado de Tula, Hidalgo, pertenece a la vía férrea México-Querétaro, esta localizado en el kilómetro 78, tomando como origen la estación de Buenavista de México. Esta parte del viaducto tiene una longitud total de 616 m. y esta dividida en veintiún claros. Visto en planta es prácticamente una línea recta, su perfil es prácticamente horizontal, ya que su pendiente no supera el 1%.

La subestructura del viaducto esta compuesta por cimentación, pilas y estribos. La primera fue resuelta con zapatas aisladas, apoyadas sobre pilotes colados en el lugar. Las pilas son elementos de sección maciza y de altura variable; están coronados por cabezales prefabricados, sujetos mediante cables de presfuerzo, los estribos son los apoyos extremos del viaducto y al igual que los elementos antes citados fueron contruidos de concreto reforzado.

La superestructura, comprende las vigas, estas son elementos prefabricados de concreto presforzado que cubren la totalidad de los claros; salvo el primero, cubierto por una losa nervada. Encima de estas se cuela una segunda losa que recibe a su vez, las banquetas, los parapetos y la vía.

I.2 OBJETIVOS

- 1.- El principal objetivo de esta tesis es identificar las causas que provocan el agrietamiento a las estructuras que componen el puente, para hacer un diagnostico y ver si los daños observados son externos o si han afectado el interior de la estructura.

- 2.- Otro de los objetivos es establecer si la capacidad de carga de los elementos es suficiente para soportar las solicitaciones a las que esta siendo sometida la estructura.
- 3.- Presentar propuestas de reparación para evitar problemas futuros a la estructura que pudieran provocar daños irreparables.

1.3 GENERALIDADES.

Debido a los problemas que se han identificado en el viaducto TULA I, esta tesis se dedica a estudiar las causas del agrietamiento y los efectos que producen a la estructura.

Para poder hacer esto se realizaron varias visitas de reconocimiento al puente, para así identificar el tipo y orientación de las grietas. La realización de la inspección visual y la extracción de núcleos fue la primera etapa del estudio. En esta etapa se realizaron exámenes petrográficos para identificar reacciones químicas entre los agregados del concreto; así como la obtención de resistencias de los núcleos.

En una segunda etapa se hizo un análisis estructural en el cual se describen; las cargas actuantes y efectos que estas producen sobre la estructura: como los efectos internos analizados mediante el SAP90, del cual se da una breve descripción, se analizan los esfuerzos generados en tres direcciones (X,Y,Z) en el cabezal y en el cuerpo de la pila, posteriormente compara con la capacidad de carga de los elementos, con el objeto de ver si existe alguna relación con el agrietamiento que se observa. Se analizan también varias de las causas probables de esto, como lo son la contracción plástica y los efectos de temperatura. se trata de identificar si produce algún efecto la esbeltez del elemento, para tal efecto se realiza la amplificación de los momentos.

Por último, se analizan varias de las propuestas probables para la reparación de la estructura, se dan algunas de las ventajas y desventajas, así como características del método a utilizar. También se dan las razones por las que se proponen esos métodos.

CAPITULO II

CONDICIONES ACTUALES DE LA ESTRUCTURA

II.1 ASPECTOS GENERALES

En este capítulo se presentan las condiciones actuales del " **Puente Tula I** ", ubicado en Tula Hidalgo, La estructura consta de dos estribos y 20 pilas separadas 28.74 m centro a centro.

El puente es perpendicular al eje Norte-Sur, el cual servirá para orientar las pilas y así poder identificar cada uno de los lados de esta Fig. 2.1.

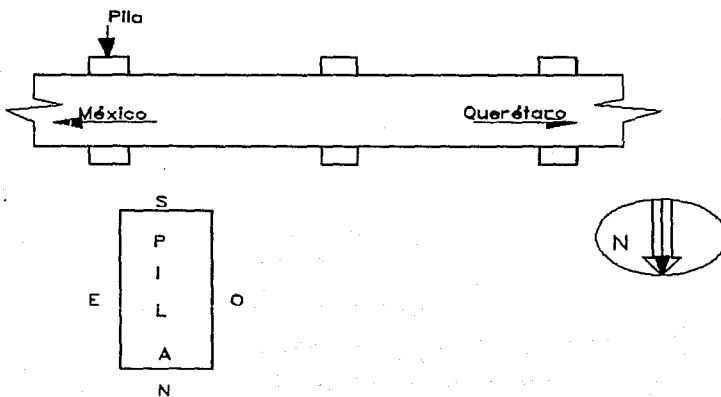


Fig. 2.1 Orientación de las pilas.

DESCRIPCION GENERAL DE LAS PILAS

Fueron coladas en sitio y tienen una resistencia nominal de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ en su parte inferior; en su parte superior el concreto fue de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, se dejaron ductos de 20 cm de diámetro para que quedaran alojados los cables de presfuerzo, los cuales están formados por torones de 13 mm de diámetro. Estos sirvieron de unión entre el cabezal y la pila con fuerzas de 180 Ton cada uno, se colocaron ocho, distribuidos como se muestra en la Fig. 2.2. Se colocaron placas de acero como apoyo del cabezal; el hueco entre el cabezal y la pila se relleno con mortero que contenía un estabilizador de volumen (llamado Grout).

DESCRIPCION GENERAL DEL CABEZAL

Son estructuras prefabricadas, con una $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, para después ser montadas sobre las pilas, se dejaron también los ductos para los cables de 13.5 mm de diámetro, se inyectó el Grout después de hacer el tensado de los cables.

Sobre los cabezales están apoyadas cuatro trabes prefabricadas de 29.74 m de longitud, que son las que transmiten toda la carga de la superestructura (formada por: losas, guarniciones, barandales, vías y accesorios) a la subestructura; por medio de neoprenos colocados como se muestra en la Fig. 2.2.

II.2 DESCRIPCION GENERAL DE AGRIETAMIENTO .

Desde el momento que una estructura de concreto se coloca en la obra esta sujeta a influencias naturales que pueden causar su deterioro el cual se puede presentar como agrietamiento, incluyendo estas causas esta la contracción del concreto, los efectos de temperatura, las reacciones químicas de los materiales componentes del concreto, además de las cargas a las que estará sometida la estructura y sus reacciones producidas por estas; como lo son los momentos flexionantes, tensiones y fuerzas cortantes. Cualquiera de estas influencias puede producir agrietamiento en un período corto. Para la descripción se hizo una inspección visual, ya que las grietas tenían que ser anotadas sobre un dibujo o croquis de la estructura, para poder realizarlo se tuvo que marcar un eje de referencia con escala para poder trazar una malla en la superficie de esta, esto sirvió para localizar de manera mas exacta las

grietas sobre las fotografías tomadas, las cuales se muestran mas adelante, y así poder tomar las condiciones de la estructura con mas detalle y poder darnos una idea de la longitud de las grietas.

II.2.1 DESCRIPCIÓN DEL AGRIETAMIENTO EN PILAS

Este escrito se complementa con fotografías y figuras las cuales se presentan mas adelante, en estas podemos ver los croquis de cada una de las pilas y algunas vistas de los lados de las mismas para poder corroborar las descripciones.

PILA # 2

En los lados **S** y **N** se pueden observar dos grietas verticales en el cuerpo de la pila que se extienden desde el cabezal hasta donde están anclados los cables de postensado; en el cabezal aparecen grietas tipo mosaico en la parte inferior, en la parte superior aparecen grietas verticales y horizontales. Los lados **E** y **S** tienen cuatro grietas verticales en el cuerpo de la pila además de presentar varias grietas horizontales e inclinadas aisladas por todo el cuerpo; el cabezal presenta grietas inclinadas en los extremos y en la parte central además aparecen grietas horizontales Fig. 2.3 y 2.4 .

PILA # 3

El lado **S** presenta grietas tipo mosaico en la parte inferior del cabezal, el lado **N** presenta solo grietas verticales y horizontales aisladas. En los lados **E** y **O** se pueden ver tres grietas verticales en el cuerpo de la pila además de varias grietas aisladas; el cabezal tiene grietas inclinadas en los extremos además de presentar grietas tipo mosaico, en la parte central aparecen también grietas verticales Fig. 2.5 y 2.6 .

PILA # 4

En los lados **S** y **N** aparecen grietas verticales en el cuerpo de la pila, algunas de ellas se extienden desde el cabezal hasta la parte inferior de la pila; en el cabezal aparecen grietas tipo mosaico en la parte inferior y en la parte superior aparecen

grietas verticales y algunas inclinadas. En los lados **E** y **O** aparecen cuatro grietas verticales que se extienden hasta donde están anclados los cables de postensado, además de presentar grietas tipo mosaico; los cabezales tienen grietas inclinadas en la parte central y tipo mosaico en los extremos Fig. 2.7 y 2.8 .

PILA # 5

En los lados **S** y **N** solo aparece dañado el cabezal que tiene grietas tipo mosaico en la parte inferior, en la parte superior aparecen grietas verticales y horizontales. En los lados **E** y **O** se pueden apreciar tres grietas verticales las cuales se remarcan más en el lado **E**, en este lado se extienden hasta donde se anclan los cables de postensado; el cabezal presenta grietas tipo mosaico en el extremo derecho además de presentar grietas horizontales e inclinadas en la parte central Fig. 2.9 y 2.10 .

PILA # 6

En los lados **S** y **N** la parte más dañada es el cuerpo de la pila en su parte superior se puede observar que tiene grietas verticales muy juntas pareciendo grietas tipo mosaico; el cabezal solo tiene algunas grietas horizontales y verticales aisladas. También en los lados **E** y **O** aparece más dañado el cuerpo de la pila, presenta grietas verticales y en la parte central aparecen grietas tipo mosaico además de presentar grietas inclinadas en la parte inferior ; el cabezal tiene varias grietas verticales en la parte superior y grietas inclinadas aisladas en la parte central Fig. 2.11 y 2.12 .

PILA # 7

En los lados **S** y **N** se pueden apreciar grietas tipo mosaico en la parte inferior del cabezal, en la parte superior aparecen grietas verticales que son intersectadas por algunas horizontales; el cuerpo de la pila aparece dañado en la parte superior e inferior por dos grietas verticales aisladas. En los lados **E** y **O** se puede ver el cuerpo de la pila totalmente dañado tiene grietas verticales, inclinadas y tipo mosaico más remarcadas en la parte superior, pero en la parte inferior aparecen grietas inclinadas; el cabezal tiene grietas inclinadas y verticales en la parte central y en los extremos se remarcan más las grietas inclinadas Fig. 2.13 y 2.14 .

PILA # 8

Los lados **S** y **N** presentan grietas tipo mosaico en la parte inferior del cabezal, en la parte superior se pueden ver grietas horizontales y verticales intersectadas. En los lados **E** y **O** se pueden apreciar tres grietas verticales que se extienden hasta donde quedan anclados los cables de postensado; en el cabezal se pueden ver grietas inclinadas en toda la parte central y en los extremos estas grietas parecen unirse con las grietas de los lados **S** y **N** Fig. 2.15 y 2.16 .

PILA # 9

En los lados **S** y **N** se puede ver que la zona más dañada es la parte superior del cuerpo de la pila, el lado **E** presenta grietas tipo mosaico en el cabezal y grietas inclinadas intersectadas. Los lados **E** y **O** presentan más dañado el cuerpo de la pila en la parte superior, distinguiendo cuatro grietas verticales y grietas tipo mosaico que se aprecian hasta la mitad de la pila; el cabezal solo tiene grietas inclinadas aisladas en la parte central Fig. 2.17 y 2.18 .

PILA # 10

En los lados **S** y **N** aparece más dañado el cuerpo de la pila en el cual se pueden identificar dos grietas verticales en la parte superior, en el lado **S** se aprecian esas mismas grietas en la parte inferior; el cabezal presenta algunas grietas inclinadas aisladas. Los lados **E** y **O** presentan tres grietas verticales y algunas tipo mosaico en la parte superior del cuerpo de la pila; el cabezal presenta más daño en el lado derecho presentando grietas inclinadas intersectadas por algunas verticales Fig. 2.19 y 2.20.

PILA # 11

El lado **S** presenta grietas tipo mosaico en la parte inferior del cabezal, la parte superior presenta varias grietas inclinadas, el lado **N** tiene la misma configuración de agrietamiento pero presentando grietas de menor dimensión. El lado **O** presenta tres grietas verticales y grietas tipo mosaico en la parte central del cuerpo de la pila; el cabezal tiene grietas verticales que parecen continuar del cuerpo de la pila; el lado **E** presenta la misma configuración de agrietamiento pero con menos grietas Fig. 2.21 y 2.22 .

PILA # 12

Los lados **S** y **N** presentan algunas grietas verticales aisladas en el cabezal y en el cuerpo de la pila. En los lados **E** y **O** se aprecian tres grietas verticales en el cuerpo de la pila que se extienden desde el cabezal hasta donde están anclados los cables de postensado; el cabezal presenta varias grietas verticales aisladas y algunas inclinadas Fig. 2.23 y 2.24 .

PILA # 13

El cabezal del lado **S** presenta grietas tipo mosaico; el cuerpo de la pila solo presenta pequeñas grietas verticales, el lado **N** presenta algunas grietas aisladas en el cabezal. Los lados **E** y **O** presentan cuatro grietas verticales y grietas tipo mosaico en el cuerpo de la pila; el cabezal presenta grietas inclinadas en todo el cuerpo Fig. 2.25 y 2.26 .

PILA # 14

En los lados **S** y **N** se aprecian grietas verticales y horizontales en el cabezal, además de presentar algunas grietas verticales aisladas en el cuerpo de la pila. Los lados **E** y **O** se pueden distinguir cuatro grietas verticales en la parte superior, en la parte central aparecen grietas tipo mosaico; los cabezales presentan dos grietas verticales que parecen continuar del cuerpo de la pila, además de presentar varias grietas inclinadas en todo el demás cuerpo de la pila Fig. 2.27 y 2.28 .

PILA # 15

Los lados **S** y **N** solo presentan daños aparentes en el cabezal teniendo grietas tipo mosaico en la parte inferior, la parte superior presenta varias grietas inclinadas intersectadas. En el lado **E** aparecen tres grietas verticales y en el lado **O** aparecen cuatro del mismo tipo y de la misma longitud, los cabezales presentan el mismo tipo de agrietamiento en el cual se pueden distinguir varias grietas inclinadas mas remarcadas en los extremos Fig. 2.29 y 2.30 .

PILA # 16

En el lado **S** se observan varias grietas horizontales y verticales en el cuerpo de la pila, los cabezales de este lado y el del **N** tienen grietas tipo mosaico en la parte inferior y en la superior. En los lados **E** y **O** se pueden ver grietas verticales y horizontales en el cuerpo de la pila; el cabezal tiene varias grietas inclinadas en todo el cuerpo, mas remarcadas en los extremos Fig. 2.31 y 2.32 .

PILA # 17

Los lados **S** y **N** presentan grietas tipo mosaico en el cabezal; en el cuerpo de la pila aparecen grietas verticales y el lado **S** presenta grietas tipo mosaico en la parte central. Los lados **E** y **O** presentan varias grietas verticales y algunas inclinadas en todo el cuerpo de la pila; el cabezal tiene grietas inclinadas en todo el cuerpo, mas remarcadas en el lado **O** en su extremo derecho Fig. 2.33 y 2.34 .

PILA # 18

En los lados **S** y **N** aparecen grietas tipo mosaico en los cabezales; el cuerpo de la pila tiene varias grietas verticales en toda la parte superior hasta donde están anclados los cables. En los lados **E** y **O** se aprecian cuatro grietas verticales hasta la misma altura además de presentar varias grietas tipo mosaico en la parte central del cuerpo de la pila; los cabezales tienen varias grietas inclinadas en los extremos pareciendo grietas tipo mosaico Fig. 2.35 y 2.36 .

PILA # 19

El lado **S** presenta grietas inclinadas en la parte superior del cabezal; en el cuerpo de la pila aparecen dos grietas verticales intersectadas por lagunas horizontales, el lado **N** presenta grietas tipo mosaico en la parte inferior del cabezal y en la parte superior tiene varias grietas verticales y una horizontal. Los lados **E** y **O** presentan dos grietas verticales además de varias inclinadas en todo el cuerpo de la pila; los cabezales tienen grietas horizontales y verticales en el centro, en los extremos tiene varias grietas inclinadas,mas remarcadas en el derecho Fig. 2.37 y 2.38 .

PILA # 20

El cabezal no presenta daños aparentes en los lados **S** y **N** pero el cuerpo de la pila tiene varias grietas verticales en la parte central. Los lados **E** y **O** tienen la misma configuración de agrietamiento presentando cuatro grietas verticales y tres bloques de grietas tipo mosaico en la parte central donde terminan las grietas verticales Fig. 2.39 y 2.40 .

PILA # 21

Los cabezales de los lados **S** y **N** presentan grietas tipo mosaico en la parte superior e inferior. Los lados **E** y **O** presentan dos grietas verticales en el cuerpo de la pila además de presentar otras aisladas; los cabezales parecen estar mas dañados ya que tienen varias grietas inclinadas, verticales y horizontales intersectadas apareciendo en algunos casos grietas tipo mosaico Fig. 2.41 y 2.42 .

II.2.2 OBSERVACIONES GENERALES DEL CUERPO DE LA PILA .

En conclusión el cuerpo de la pila esta mas dañado en los lados **E** y **O**, estos presentan en general cuatro grietas verticales distribuidas con cierta simetría respecto al eje central de la pila, no todas las grietas tienen la misma longitud pero casi todas llegan hasta donde están anclados los cables de postensado, además de presentar otras grietas verticales aisladas de menor longitud y sin guardar ninguna simetría, algunas de las pilas presentan grietas tipo mosaico que son las que hacen que las pilas se vean mas dañadas, solo en algunas pilas se pueden ver grietas horizontales al centro. Los lados **S** y **N** presentan dos grietas verticales hasta la misma altura que en los otros lados, pero además presentan mas grietas verticales discontinuas en toda la parte superior, estas grietas en general no tienen la misma longitud y en algunas pilas apenas se pueden distinguir; de todo esto podemos concluir que la zona mas dañada de las pilas es la parte superior pero no podemos pasar de largo que algunas pilas en los lados **E** y **O** presentan grietas inclinadas y tipo mosaico en la parte inferior, como ejemplo podemos mencionar a las pilas; 02, 07 y 20, donde se puede ver claramente que esta zona esta igualmente dañada que la superior, las pilas que presentan mas daño en el cuerpo son; 02, 04, 06, 07, 09, 17, 18, 19 y 20, en las cuales se acentúan mas las grietas verticales y las tipo mosaico.

II.2.3 OBSERVACIONES GENERALES DEL CABEZAL .

Los lados **S** y **N** se pueden apreciar muy dañados en la parte inferior ya que se presentan grietas tipo mosaico, además de presentar algunas inclinadas, podemos observar que las pilas donde se remarcan más son: 02, 07, 08, 09, 11, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 y 21, en casi todas podemos ver grietas verticales, horizontales e inclinadas intersectadas en la parte superior, podemos distinguir a las pilas que tienen más remarcado este tipo de grietas y son las mismas que las del caso anterior. También se puede observar que algunas pilas se ven sin daño aparente o algunas que solo tienen grietas aisladas en la parte superior e inferior. Los lados **E** y **O** del cabezal también presentan daño; se pueden distinguir grietas verticales y horizontales al centro, en algunos casos se acentúan más las grietas inclinadas en los extremos: 02, 03O, 05E, 07E, 14, 15, 16, 17, 18, 19 y 21, en las demás pilas se aprecian grietas aisladas en esos lugares; de todo esto podemos concluir que la zona más dañada de los cabezales es la parte extrema, ya que estas grietas continúan de un lado a otro; por ejemplo : las que están en la parte inferior derecha del lado **E** continúan en el extremo inferior del lado **N**.

II.3 RESULTADOS DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO .

II.3.1 EXAMEN SOBRE NUCLEOS DE CONCRETO

Esta importante información puede obtenerse de núcleos de concreto tomados de lugares seleccionados dentro de la estructura. El núcleo y la abertura de este nos proporcionan la oportunidad de medir correctamente el ancho y la profundidad de la grieta. En combinación con una indicación de la calidad del concreto, pueden ser obtenidos los esfuerzos de compresión. Sin embargo si estos núcleos contienen grietas no se deben utilizar para la determinación de la resistencia del concreto Tabla 2.1 .

UBICACION	DIMENSION	CARGA	ESFUERZO	H/D	f'c
CABEZAL	D x H	Kg	Kg/cm ²		Kg/cm ²
I-20	6.87 x 14.0	11580	312.4	2.4	313
PILA					
I-05	6.88 x 13.94	10880	292.6	2.02	293
I-17	6.88 x 13.8	8370	225.14	2.00	225
I-20	6.89 x 13.94	11330	303.88	2.02	304

Tabla 2.1 Resultados de los núcleos obtenidos.

El promedio de la resistencia de los corazones es 284 kg/cm²

Nota: El concreto representado por los corazones se considera adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que **0.85 f'c (297.50 kg/cm²)** y si la resistencia de ningún corazón es menor de **0.75 f'c (262.50 kg/cm²)**.

En conclusión podemos ver que las condiciones no se cumplen por tal motivo el concreto no fue adecuado, esto puede ser explicado por algunas conclusiones que se verán en el examen petrográfico.

II.4 RESULTADOS DEL EXAMEN PETROGRAFICO .

II.4.1 ASPECTOS GENERALES

Debido al agrietamiento en las pilas del viaducto Tula I, ubicado en Tula Hidalgo, de la vía férrea México-Querétaro, y con el objeto de saber si se debía a la reacción álcali-agregado; se realizó un examen petrográfico, ref.5, del concreto endurecido, en las principales estructuras del puente. Se eligieron zonas que presentaban fisuramiento y se compararon con especímenes de zonas que aparentemente se ven sanas.

Se realizaron varias visitas al puente para la planeación del muestreo; determinar

el número de muestras y la localización de cada una, en los trabajos de campo se pudieron observar tres tipos de fisuramiento Fig. 2.43 .

Siguiendo el procedimiento anterior se tomaron 10 muestras de las pilas para hacerles dicho examen, la localización y tipo de fisuramiento se puede ver en la Tabla 2.2 .

Las muestras fueron procesadas para obtener corazones pulidos y laminas delgadas que se observaron bajo el campo del microscopio estereoscópico y petrográfico. Para saber si la reacción álcali-agregado es la responsable, es necesario saber cuales son las condiciones básicas para que esto suceda; estas se pueden resumir en tres ver Tabla 2.3 .

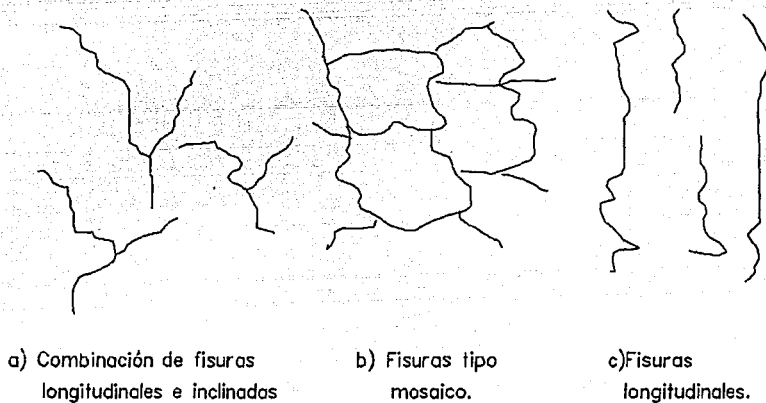


Fig. 2.43 Tipos básicos de fisuramiento identificados en el puente Tula I

Tipo de fisuramiento	# de muestra	Observaciones
A	I-4-2 I-7-7 I-7-9	A Fisuramiento de tres brazos.
B	I-6-4 I-6-5 I-9-10 I-9-11 I-9-13 I-10-16	B Fisuramiento poligonal.
C	I-10-15	C Fisuramiento longitudinal

Tabla 2.2 Localización de grietas y fisuramiento asociado.

II.4.2 CARACTERISTICAS DE LA REACCION ALCALI-AGREGADO

- a) El agregado debe contener cantidades significativas de materiales compuestos por sílice.
- b) El cemento empleado en la fabricación del concreto debe tener una cantidad significativa de álcalis (óxido de sodio y de potasio).
- c) El concreto debe estar sujeto a condiciones de humedad.

Ahora para identificar dicha reacción existen dos criterios:

- a) La presencia de un gel de sílice, que ocurre en partículas porosas de agregado, en vacíos de pasta de cemento y como exudaciones en la superficie del concreto.

- b) Ocurrencia de bordes de reacción sobre algunos granos individuales de agregados y que pertenecen a ciertos tipos de rocas consideradas reactivas.

II.4.3 OBSERVACIONES CON EL MICROSCOPIO ESTEREOSCOPICO

El concreto es duro, pero su resistencia al corte produce la formación de superficies disgregadas, en donde se detecta una adherencia irregular del agregado grueso y fino. El agregado grueso se obtuvo de la trituración de rocas calizas, su calidad física y química es buena, los materiales son angulosos y parcialmente redondeados. El agregado fino es de origen natural contiene materiales como biotita y pómez que son clasificados como de mala calidad. El color de la pasta cementante tenía variaciones también se observó un proceso de carbonatación parcial ocurriendo en fisuras eventualmente. Se observaron abundantes vacíos en la superficie. Además de identificar los tres tipos de fisuras antes vistas.

II.4.4 OBSERVACIONES CON EL MICROSCOPIO PETROGRAFICO

Las observaciones se hacen según el tipo de fisuramiento, empezando con el de tres brazos (combinación de grietas inclinadas y verticales), se observaron bordes perimetrales de reacción asociados a rocas andesíticas, en las tipo poligonal (tipo mosaico), se observaron abundantes bordes de reacción, algunos de estos se comunican con fisuras.

De acuerdo con todo lo anterior las características generales captadas en la estructura se presentan en la tabla 2.3 .

**ANALISIS DE LOS RESULTADOS Y SU RELACION CON LA REACCION
ALCALI-AGREGADO.**

PARAMETROS GUIA	CONDICIONES OBSERVADAS EN CASOS COMPROBADAMENTE REACTIVOS	CONDICIONES OBSERVADAS EN LOS CONCRETOS DEL PUENTE TULA I
CONDICIONES NECESARIAS PARA QUE EXISTA LA REACCION.	1.- Agregados reactivos. 2.- Cemento con alto contenido de álcalis. 3.- Condiciones de humedad constante.	1.- Uso del agregado fino reactivo (pómez, tobas, vítreas y andesitas). 2.- Uso probable de cemento con alto contenido de álcalis . 3.- Condiciones de humedad constante en sitios específicos.
FACTORES QUE FAVORECEN LA REACTIVIDAD.	1.- Usando un agregado fino reactivo el producto de letero fue menor. 2.- A mayor porcentaje de material reactivo, mayor expansión.	1.- Unicamente el agregado fino es reactivo. 2.- Se uso un porcentaje bajo de material potencialmente reactivo.
CRITERIOS GUIA QUE IDENTIFICAN LA REACCION.	1.- Presencia de un gel de sílice como relleno en poros y fisuras. 2.- Bordes de reacción en materiales reactivos. 3.- Fisuramiento tipo asociado con decoloración en superficie.	1.- Presencia del material cristalino relleno de fisuras (escaso). 2.- Abundantes bordes de reacción clarificados en materiales reactivos . 3.- Fisuramiento típico asociado sin decoloración en superficie.

Tabla 2.3 Análisis comparativo de la reactividad álcali-agregado para los concretos del puente Tula I.

De acuerdo con el análisis anterior los concretos del **Puente** tienen el riesgo de que ocurra dicha reacción, aunque no se puede atribuir el agrietamiento a esta reacción ya que existen otros factores que pudieron afectar la resistencia de los concretos así

como la aparición de agrietamiento por:

- Contracción plástica.
- Crazing.
- Ataque químico vía sulfatos.

Agrietamiento tipo "contracción plástica"

En el estudio se identifico gran cantidad de material arcilloso; la presencia de este puede afectar el diseño de la mezcla, ya que su capacidad para absorber agua altera directamente la relación agua-cemento, dando origen a agrietamiento de este tipo.

Agrietamiento tipo "crazing"

Condiciones de no uniformidad fueron detectados en estos concretos, sobre todo en la parte superficial, ya que se observan cambios graduales de color, estos pueden ser asociados a una técnica deficiente de curado, que repercute en un fisuramiento superficial.

Agrietamiento por "ataque de sulfatos"

Debido al origen de los suelos del sitio es posible considerar un ataque por sulfatos; estos elementos pueden encontrarse en el suelo y/o disueltos en el agua.

En conclusión podemos darnos cuenta que la resistencia del concreto bajo por la existencia de materiales arcilloso, que afectaron desde un principio la relación agua - cemento del concreto.

CAPITULO III

DIAGNOSTICO Y PRONOSTICO

III.1 INTRODUCCION

El análisis estructural presentado en este capítulo toma en cuenta solo las cargas verticales a las que esta sometida la estructura, ya que tratamos de investigar cuales fueron las causas que provocaron el agrietamiento de esta, además la estructura no ha estado sometida a ningún otro tipo de carga tan desfavorable como lo son las cargas verticales ya que el tráfico recibido por la estructura es demasiado fuerte y continuo. Las cargas producidas por sismos o vientos no han sido consideradas ya que no se han presentado en condiciones tan adversas. Aquí se incluirán también los análisis del cabezal (como ménsula) y las pilas (mediante diagramas de interacción), tomando en cuenta los efectos de esbeltez, así como las exentricidades accidentales para el calculo de los momentos.

III.2 CARGAS ACTUANTES

III.2.1 GENERALIDADES

Las principales solicitaciones o acciones exteriores a que puede estar sometida una estructura son: cargas estáticas debidas a peso propio, cargas vivas y muertas, además también se consideran como solicitaciones la contracción, flujo plástico y cambios de temperatura. La respuesta a estas acciones se pueden expresar como deformaciones, agrietamiento, durabilidad y vibración.

Al estimar las acciones es necesario prever las condiciones mas desfavorables en que la estructura puede llegar a encontrarse, así como el tiempo que estará expuesto a estas condiciones tan desfavorables.

III.2.2 CARGAS VIVAS Y MUERTAS

La estimación de las cargas muertas y las debidas a peso propio pueden calcularse de la siguiente manera :

PESO DE LA TRABE PREFABRICADA

CALCULO DE AREAS : Ver Fig. 3.1 y 3.2

$$A1 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 3444 \text{ cm}^2$$

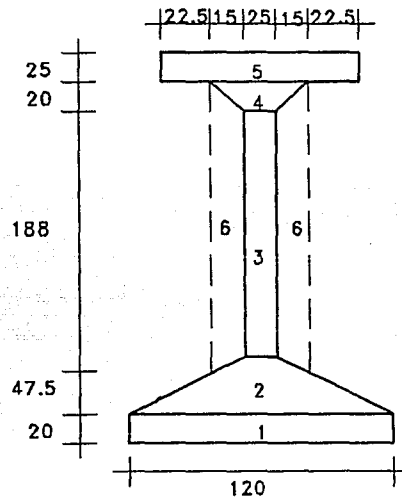
$$A3 = 4700 \text{ cm}^2$$

$$A4 = 800 \text{ cm}^2$$

$$A5 = 2500 \text{ cm}^2$$

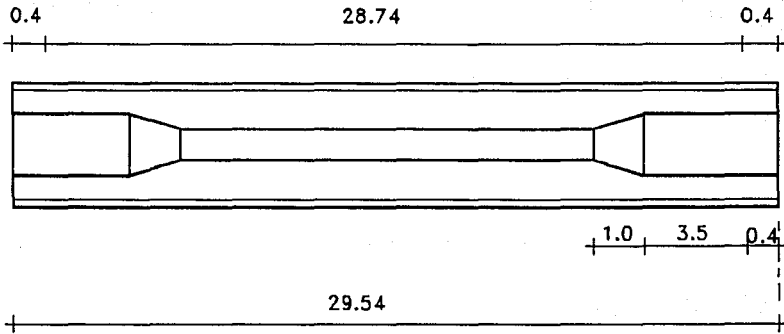
$$\text{Area total} = 13844 \text{ cm}^2$$

$$A6 = 6540 \text{ cm}^2$$

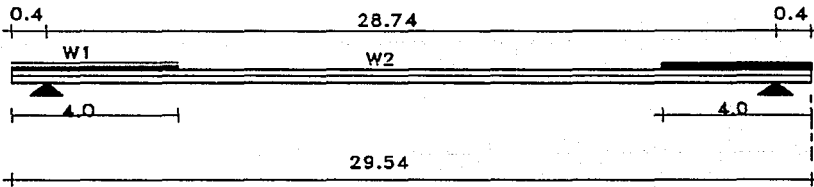


Acofaciones en cm.

Fig. 3.1 Trabe prefabricada, sección transversal.



Acotaciones en m.



Acotaciones en m.

Fig. 3.2 Trabe prefabricada, planta.

$$W1 = 1.57 \text{ Ton / m}$$

$$W2 = 3.36 \text{ Ton / m}$$

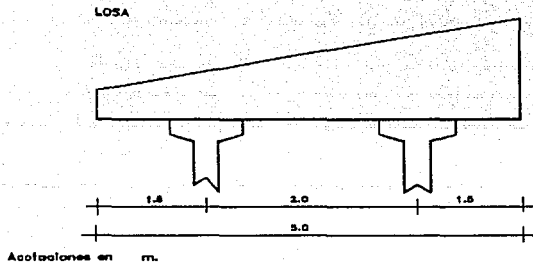
PESO PROPIO TRABE 111.81 Ton

PESO PROPIO POR METRO LINEAL 3.80 Ton

PESO LOSA SUPERIOR

Area = 1.7 m²

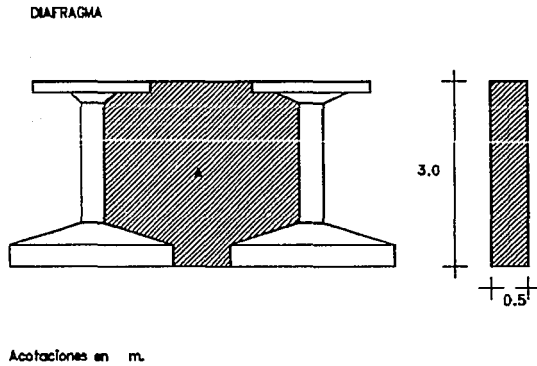
Peso = 4.08 Ton /m²



PESO DIAFRAGMAS

Area = 3.94 m²

Peso = 4.73 Ton



PESO VIAS Y ACCESORIOS

Rieles y sujetadores 300 kg / m
balastro y durmientes 1700 kg / m

PESO TOTAL 2000 kg / m

PESO BARANDAL 150 kg / m
PESO GUARNICIONES 1121 kg / m

RESUMEN CARGAS MUERTAS

1.- Trabe precolada	-----	7.60 Ton / m
2.- Losa superior	-----	4.08 Ton / m
3.- Guarniciones	-----	1.21 Ton / m
4.- Barandal	-----	0.45 Ton / m
5.- Vías y accesorios	-----	2.00 Ton / m

Carga total		15.04 Ton / m

6.- Diafragmas interiores y exteriores ----- 4.73 Ton / (c/u)

En lo que respecta a la carga viva, la cual esta especificada comúnmente en los reglamentos de construcción como una carga uniformemente repartida equivalente, con distintas intensidades de acuerdo con el uso considerado o bien, si se trata de puentes o viaductos como carga móvil idealizada. Los efectos de las cargas equivalentes en la estructura pueden ser muy diferentes a los de las cargas reales.

CARGAS VIVAS (COOPER E72)

Para un claro de 100 ft (30.48 m), la reacción máxima en el apoyo es de 426.96 kips (194 Ton), este valor es para un riel (la mitad de carga viva) ref. 17 .

$$Impacto = 35 - \frac{L^2}{500} \leq 20\%$$

REACCION POR CARGA VIVA E IMPACTO .

Si $L = 94.29$ ft ; el coeficiente por impacto es : $I = 17.22\%$

$$W_{cv} + Imp = W_{cv} * (1 + I) = 218.0 \text{ Ton}$$

RESUMEN DE CARGAS SOBRE EL NEOPRENO

CARGAS MUERTAS	-----	116 Ton
CARGAS VIVAS	-----	109 Ton

III.2.3 EFECTOS DE TEMPERATURA EN EL CONCRETO

ASPECTOS GENERALES

Los materiales que componen una estructura sufren cambios en sus dimensiones debido a acciones como las variaciones de temperatura. Estos cambios volumétricos producen movimientos relativos entre diversos puntos de la estructura por lo que se inducen fuerzas internas si la estructura no tiene libertad de moverse. Las solicitaciones que pueden inducirse por estos efectos son mayores de lo que puede pensarse, pero tienen la peculiaridad que hace que estas acciones difieran radicalmente de las cargas impuestas. Su efecto se disipa parcial o totalmente si la estructura tiene movimientos o reacomodos con el tiempo. Los efectos de temperatura son generales en todas las estructuras.

La temperatura al elevarse o reducirse hace que los materiales se dilaten o se contraigan respectivamente. La magnitud de las deformaciones es proporcional a la variación de la temperatura y esta se denomina coeficiente de dilatación térmica, el cual se expresa como:

$$\alpha = \frac{\Delta \xi}{\Delta t}$$

Esto quiere decir que el coeficiente de dilatación, α , es igual a el incremento, $\Delta \xi$, de deformación unitaria que sufren las fibras del material si están libres para deformarse, dividido entre el incremento, Δt , de temperatura que causa dicho incremento de deformación. α se expresa en unidades de $1 / ^\circ\text{C}$.

El coeficiente de dilatación del concreto varía entre 8 y 14×10^{-6} dependiendo del tipo y la cantidad del agregado grueso en la mezcla, como comentario cabe notar que el acero tiene un, α , similar al del concreto del orden de 10×10^{-6} ; lo cual favorece el trabajo en conjunto de ambos, en el concreto reforzado, ya que al cambiar de temperatura un elemento de este material, el concreto y el acero sufren deformaciones prácticamente iguales y por lo tanto no hay tendencia al corrimiento de las barras dentro de la masa del concreto, ni se generan esfuerzos en el área de contacto entre los dos materiales por ese efecto.

Estos cambios de temperatura no inducen solicitaciones en la estructura si esta puede deformarse libremente; es la restricción al libre movimiento la que produce esos esfuerzos en los elementos.

Las diferencias de temperatura, Δt , que deben usarse en el análisis son las que sufre el elemento estructural, que no necesariamente son las mismas que las del medio ambiente.

En el concreto el calor se transmite muy lentamente de manera que puede necesitar semanas o meses para que la temperatura del exterior se transmita uniformemente al interior. Por esta razón las temperaturas extremas del ambiente no llegan a afectar el interior del elemento estructural.

Un aspecto muy importante que influye en la magnitud de los cambios de temperatura que pueden experimentar las estructuras, es el grado de exposición y las características de la superficie.

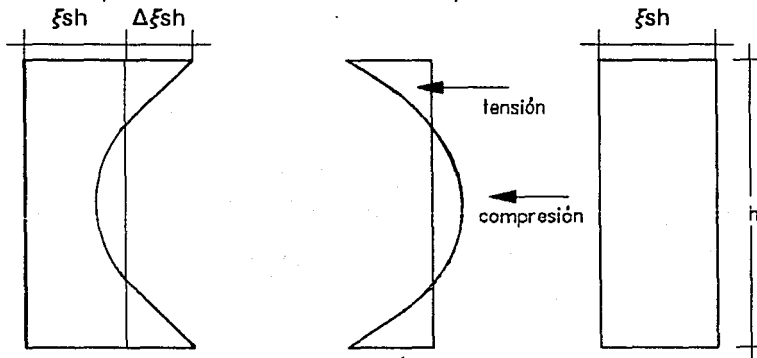
La temperatura de los elementos expuestos a la intemperie dependen en gran parte de su habilidad para reflejar los rayos solares. Cuando los efectos de temperatura en estudio son puramente ambientales, las temperaturas de diseño se basan en datos meteorológicos.

Los cambios de temperatura aumentan a medida que crece el tamaño de la estructura y depende mucho de la forma que esta tenga.

III.2.4 EFECTOS DE LA CONTRACCION EN EL CONCRETO

La contracción es una reducción del volumen causada principalmente por la pérdida de agua durante el proceso de secado. El concreto permite la contracción debida a reacciones químicas como la carbonatación. Aunque la contracción por secado y la contracción por reacción química son muy diferentes, no es necesario distinguirías desde un punto de vista estructural por los efectos que producen.

La contracción es mayor en las superficies del miembro expuesto a secado y disminuye hacia el interior del elemento. En la Fig. 3.3 a) se muestra la variación de deformaciones por contracción a través del espesor del elemento.



a) Deformación por contracción.

b) Deformación elástica mas flujo plástico originada por esfuerzos internos

c) Deformación total causada por contracción.

Fig. 3.3 Componentes de la deformación causadas por la contracción.

La deformación por contracción en la Fig. 3.3 a) es la contracción promedio. La deformación $\Delta \xi_{sh}$ es la fracción de la deformación por contracción que origina esfuerzos internos necesarios para restablecer la compatibilidad (para asegurar que las secciones planas permanezcan planas). Estos esfuerzos internos que se autoequilibran son de tensión en la superficie expuesta al secado y de compresión en el interior del miembro.

Aunque los esfuerzos internos inducidos por la contracción continúan desarrollándose con el tiempo y son disminuidos por el flujo plástico, los esfuerzos de tensión que se generan en las superficies exceden generalmente la resistencia a tensión del concreto y producen su agrietamiento.

Las deformaciones elásticas más las de flujo plástico originadas por los esfuerzos internos son iguales y opuestas a $\Delta \xi_{sh}$ y se muestran en la Fig. 3.3 b) .

Si el secado de la superficie ocurre de manera similar en las dos superficies expuestas, se produce la deformación de la Fig. 3.3 c).

La contracción del concreto se puede medir a partir de la ecuación propuesta en la ref 16.

$$\xi_c = \frac{t^a}{b+t^a} \times \xi_u$$

Habiéndose encontrado los siguientes valores de constantes:

$$\xi_c = \frac{t^{1.05}}{44+t^{1.05}} \times 720 \times 10^{-6}$$

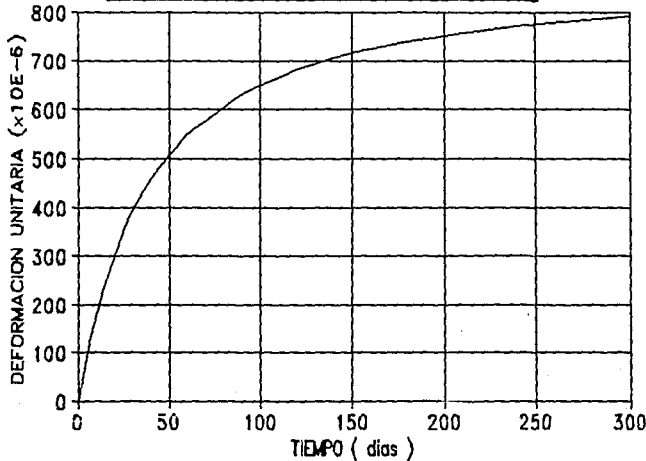
Sin embargo, para transformar este valor a uno estándar se toman en cuenta las características de las mezclas de concreto empleadas, así como las condiciones del medio ambiente y se aplican los factores de corrección por humedad, espesor mínimo, revenimiento, contenido de cemento, porcentaje de finos y contenido de aire, los cuales conducen a un valor de contracción de:

$$\xi_u = 879 \times 10^{-6}$$

Tomando en cuenta los factores de corrección que consideren las características de la estructura, la ecuación que representa el comportamiento a través del tiempo es:

$$\xi_c = \frac{t^{1.05}}{44+t^{1.05}} \times 879 \times 10^{-6}$$

EFECTOS DE CONTRACCION RESPECTO AL TIEMPO



III.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

III.3.1 METODO DEL ELEMENTO FINITO .

El método del elemento finito es un método aproximado para resolver ecuaciones diferenciales de problemas de valores en la frontera o valores en la frontera e iniciales, que se presentan en ingeniería y física. Es un poderoso procedimiento numérico para la solución de problemas: desde el análisis de una armadura de una aeronave, hasta un complicado sistema térmico, tal como una planta nuclear. Este método abarca, otras áreas de aplicación; no esta limitado.

En problemas estructurales este método produce un equilibrio de ecuaciones lineales reduciendo el sistema de energía potencial. La relación del elemento finito con un rápido procedimiento de reducción, permite su uso en otras áreas de la ingeniería.

El método del elemento finito abarca desde un problema numérico para la solución de problemas estructurales, hasta un procedimiento general numérico para resolver una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales.

Esquemáticamente, la secuencia del método del elemento finito se puede resumir en

los siguientes pasos.

1.- El medio continuo (dominio de las variables de las ecuaciones diferenciales) se divide en varias regiones, denominadas elementos finitos, de formas convenientes (líneas, triángulos, cuadriláteros, tetraedros, **hexaedros**, Fig. 3.4).

2.- Mediante una selección apropiada de ciertos puntos de los elementos finitos, denominados puntos nodales, las variables de la ecuación diferencial se aproximan mediante una combinación lineal de funciones de interpolación, seleccionadas adecuadamente, y de los valores de las variables, y en algunos casos de sus derivadas, especificados en los puntos nodales.

3.- Mediante el uso de métodos variacionales o de los residuos pesados las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema, se transforman en ecuaciones del elemento finito que gobiernan, en forma aislada, a todos los elementos finitos.

4.- Los elementos finitos aislados se agrupan para formar un sistema global de ecuaciones diferenciales (en el problema de valores en la frontera e iniciales), o de ecuaciones algebraicas (en el problema de valores en la frontera), con sus propias condiciones de frontera o condiciones iniciales.

5.- Los valores de las variables de todas las ecuaciones diferenciales quedan definidos al resolver los sistemas de ecuaciones correspondientes.

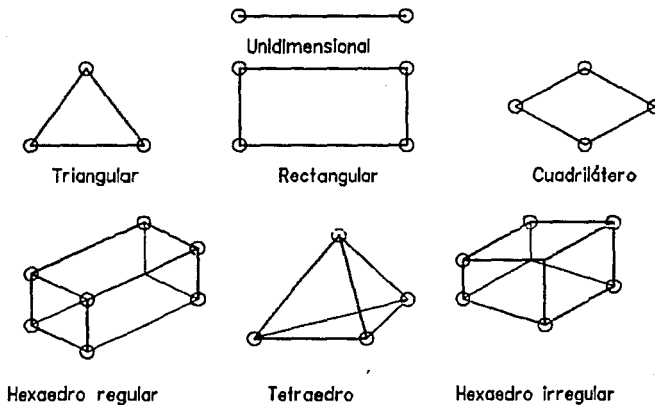


Fig. 3.4 Tipos de elementos finitos.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS .

La aplicación del elemento finito es muy extensa y esto incluye todos los problemas físicos que son gobernados por ecuaciones diferenciales. Algunas de las ventajas propias del método son :

- a) Las propiedades del material en elementos adyacentes no tienen que ser los mismos. Eso permite que el método pueda ser aplicado para cuerpos compuestos de varios materiales.
- b) Las formas irregulares pueden ser aproximadas, usando elementos con lados rectos o réplicas exactas usando elementos con límites curvos. Este método no está limitado para formas finas o delicadas.
- c) El tamaño de los elementos puede ser variado, esta propiedad permite que el elemento sea expandido en mallas o refinado como este lo necesite.
- d) Para superficie con cargas discontinuas o condiciones semejantes, no existe dificultad para aplicar el método para condiciones combinadas se puede facilitar su manejo.
- e) Las propiedades principales pueden ser incorporadas en un programa de computadora general. Por ejemplo un programa general para la transferencia asimétrica de calor es capaz de resolver cualquier problema de cualquier otro tipo.

La primera desventaja del método, es que son necesarios los programas de computadora y facilidades de acceso. Es muy largo para el cálculo a mano, cuando se resuelven muchos problemas pequeños, es necesario una computadora digital. Para problemas complicados se necesita una computadora de gran memoria.

Hoy en día la tecnología hace posible este tipo de computadoras y diversos comercios y organizaciones tienen ya desarrollados extensos programas.

Para poder estudiar el comportamiento de las estructuras es necesario establecer su modelación, experimental o matemática. El modelo del elemento finito es matemático y consiste en expresar, en lenguaje matemático, las leyes que gobiernan el comportamiento.

Toda estructura queda definida por los conceptos siguientes.

1.- GEOMETRÍA 2.- MATERIAL 3.- CARGAS

Las leyes que gobiernan los conceptos anteriores son las leyes de la mecánica del medio continuo. Las estructuras que son estudiadas son las que se construyen con un material elástico, lineal e isotropo.

ELEMENTO FINITO .

En el análisis de estructuras esqueléticas (armaduras, marcos, etc.) se establecen las ecuaciones de equilibrio con base a las correspondientes ecuaciones de equilibrio de cada una de las barras que las forman.

En los medios continuos, generalmente es muy difícil asociarles a primera vista un modelo discreto para su representación racional y, por esta razón para establecer sus ecuaciones. La forma de realizarlo sería.

I) El medio continuo se divide en un número infinito de regiones de formas apropiadas, mediante líneas o superficies. A estas regiones se les denomina **elemento finito**. Para nuestro análisis se eligió un prisma rectangular de ocho nudos Fig. 3.5 .

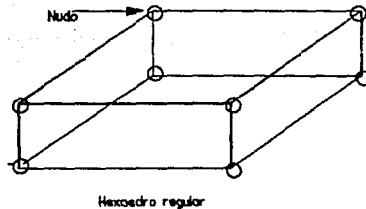


Fig. 3.5 Hexaedro regular

II) Los elementos finitos se supone que están interconectados en un número finito de puntos nodales, situados sobre las fronteras de los elementos (círculos pequeños ver Fig. 3.5). Los desplazamientos de los puntos nodales son las incógnitas básicas del problema.

III) Se define en forma única, el campo de desplazamientos en cualquier punto del elemento finito en función de los desplazamientos en los puntos nodales.

IV) Con el campo de desplazamientos conocido se pueden definir, también en forma única, los campos de deformaciones (tensor de deformaciones) y de esfuerzos (tensor de esfuerzos) en función de los desplazamientos nodales.

V) Se determina un sistema de fuerzas concentradas, en los puntos nodales, que equilibre los esfuerzos en las fronteras y cualquier fuerza concentrada o distribuida que actúen en los puntos del elemento. Estas fuerzas equilibrantes también resultante en función de los desplazamientos en los puntos nodales, y su relación conduce al concepto de matriz de rigideces.

III.3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA SAP90.

Para el análisis estructural se utilizó el programa **SAP90** del cual se da una breve descripción.

Para realizar este capítulo nos basaremos en la aplicación de un programa de computadora llamado SAP90 del cual daremos algunas características generales, este se basa en la aplicación del método del elemento finito utilizando como base un hexaedro, se puede analizar el cuerpo generado en dos o tres dimensiones, el programa es capaz de analizar la estructura y dar resultados de esfuerzos normales, lo mismo que esfuerzos principales de tensión y compresión; además puede darnos las deformaciones producidas por las cargas actuantes y hacer su representación gráfica mediante una convención de ejes coordenados (X,Y,Z) para que puedan verse en el espacio.

Preparación del archivo de datos: Antes de comenzar a utilizar el programa es necesario crear un archivo de datos de entrada, posteriormente se tiene que instalar en un subdirectorío del SAP90 (se le debe poner un nombre cualquiera sin extensión); la computadora lee los datos, revisa la compatibilidad de cada uno y genera un archivo de datos con la extensión SAP.

Para la preparación del archivo de datos es necesario tomar en cuenta :

- 1.- La descripción de la geometría.
- 2.- La definición de las condiciones de carga (Estáticas y/o dinámicas).

La geometría de la estructura se establece a partir de la ubicación de los nudos en el espacio (X,Y,Z), La geometría queda completa al conectar los nudos con otro elemento finito. Fig.3.6

Se deben tomar ciertas consideraciones al considerar los puntos nodales, se debe proporcionar un número adecuado para definir perfectamente la geometría de la estructura, debe haber puntos y líneas de discontinuidad (donde se cambia de material, de sección, etc.), deben existir puntos donde existan cargas concentradas o donde se concentren las masas para el análisis dinámico, debe existir un número suficiente para hacer más fina la malla y así poder capturar perfectamente las intensidades de esfuerzos y las variaciones de los desplazamientos, en las regiones de mayor interés. Estos puntos están referidos a un sistema de ejes coordenados X - Y - Z .Fig. 3.7

Existen varias opciones para modelar la estructura a analizar.

1.- Generación lineal: se definen las coordenadas de los dos nudos de los extremos, es posible generar nudos intermedios.

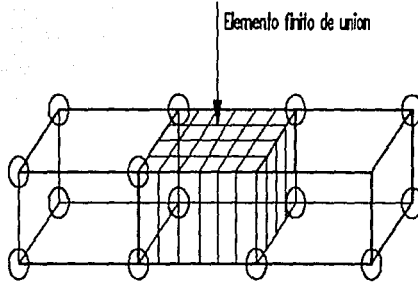


Fig. 3.6 Unión de elementos finitos.

2.- Generación cuadrilátera: Se deben dar las cuatro coordenadas de los nudos, y así es posible generar los demás en las dos direcciones dentro de los cuatro nudos.

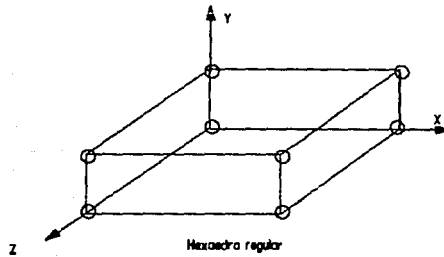


Fig. 3.7 Convención global de ejes coordenados.

3.- Generación frontal: Se definen los nudos de una retícula rectangular y así es posible generar nudos en dos direcciones aun sin estar espaciados a igual distancia.

4.- Generación lagrangiana: Permite generar nudos en una superficie compleja de

cuatro lados en el espacio solo se dan los nudos principales que definen los lados.

5.- Generación cilíndrica y esférica: Permite generar nudos que definan un círculo con cualquier orientación en el espacio.

ELEMENTO SOLID.

Sirve para modelar estructura tridimensionales solidas, como lo es nuestro caso, es un elemento tipo ladrillo de ocho nudos llamado hexaedro, las cargas tipo son gravitacionales, presiones etc. Los resultados (esfuerzos) están referidos al sistema de ejes global. Fig. 3.7

A grandes rasgos el programa utilizado para el análisis estructural es muy útil cuando se tienen que analizar zonas específicas de la estructura, que talvez con un análisis convencional no se podrían captar; ya que este programa mediante la generación y aplicación del elemento finito puede darnos los esfuerzos generados en cualquier dirección en el interior y en la superficie de la estructura.

III.3.3 ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON EL SAP90

III.3.3-a CONDICIONES DE CARGA

Las condiciones de carga utilizadas para el análisis estructural se presentan a continuación.

Para el cabezal:

Condición de carga 1 : Esta se refiere al postensado completo del cabezal en la dirección Y.

Condición de carga 5 : Incluye la condición de carga uno mas el paso de dos ferrocarriles sobre la estructura.

Condición de carga 6 : Incluye la condición de carga cinco mas la solución propuesta para aliviar las tensiones en la dirección Z, este sería el postensado en la dirección Z.

Para las pilas:

Condición de carga 1 : Es la misma que para el cabezal.

Condición de carga 3 : Incluye la condición de carga uno mas la entrada de dos ferrocarriles a la pila.

Condición de carga 4 : Es la condición de carga mas critica; incluye la condición uno mas dos ferrocarriles sobre la estructura.

Condición de carga 5 : Incluye la condición uno mas un ferrocarril sobre la estructura.

Condición de carga 6 : Incluye la condición de carga uno mas la entrada de un

ferrocarril y mas la salida de otro de la estructura.

III.3.3-b ANALISIS DE LOS CABEZALES.

Fig. 3.8

Se presenta la primera condición de carga se puede ver claramente la distribución de los cables de postensado que están distribuidos de manera simétrica en el plano X-Z. Al observar la figura podemos apreciar el modelo completo del cabezal, generado por el SAP90 y utilizado para todo el análisis estructural, también se puede ver el elemento finito utilizado para tal efecto; este es un hexaedro regular en la parte superior y central, en la parte inferior este cambia a irregular. Las flechas colocadas sobre el modelo representan las fuerzas aplicadas por los cables (180 Ton cada uno).

Fig. 3.9

Se presenta la configuración de los esfuerzos en la dirección X, se puede observar que la parte inferior esta sujeta a compresión llegando a un máximo de 25 kg/cm², esta representa un 30% del volumen analizado, en la zona superior predominan los de tensión llegando a un máximo de 26.6 kg/cm², de acuerdo con esto podemos decir que el cabezal se agrietaria, es posible que esto suceda ya que estos llegan hasta la parte superior y puede afectar en particular el recubrimiento.

Fig. 3.10

Se presenta la configuración de los esfuerzos en la dirección Y, se puede apreciar que la mayor parte de la estructura esta sujeta a compresiones llegando a un máximo de 83.6 kg/cm², las tensiones que se pueden apreciar en la parte externa no se profundizan por tal motivo podemos suponer que el agrietamiento horizontal no es muy profundo si esta fue la causa por la que aparecieron; en la parte central aparecen con mas intensidad los esfuerzos en los lugares donde están localizados los cables de postensado llegando a 49 kg/cm².

Fig. 3.11

En la dirección Z podemos observar que las tensiones máximas se presentan en el corazón del cabezal aunque no son muy significativas (6.21 kg/cm²), pero estas se extienden hasta la parte de la ménsula.

Fig. 3.12

Aquí se presentan los esfuerzos principales en tensión, se puede ver que prácticamente toda la estructura esta sujeta a tensiones, estas se van incrementando conforme se llega a la parte superior en forma concéntrica hasta donde se encuentran alojados los cables, llegando a un máximo de 69 kg/cm² en la zona central; este tipo de esfuerzos es el que pudo provocar el agrietamiento desde un principio sin embargo el constante uso de la estructura, puede estar generando mas grietas en la parte superficial.

Fig. 3.13

Aquí se nos presenta la configuración del cabezal deformado bajo la máxima condición de carga, que es representada en el programa como condición cinco, la cual genera flexiones en la parte superior y compresiones en la inferior, presentando deformaciones que no son significativas ($X = \pm 0.15$ cm, $Y = 0.4$ cm, $Z = \pm 0.019$ cm), mas que nada la figura nos sirve para darnos una idea general de como se deforma el cabezal bajo esa condición, la figura nos presenta el plano X-Y que serían los ejes de máxima deformación.

Fig. 3.14

En la dirección X los esfuerzos de tensión se vuelven críticos llegando a un máximo de 94 kg/cm^2 en la zona superior, pero ahí existe acero de refuerzo por lo cual no puede haber agrietamiento mas de lo permitido por el recubrimiento, también en el corazón aparecen aunque con menos intensidad, aunque en las ménsulas siguen apareciendo en sus extremos; los esfuerzos de compresión están dentro del rango ya que solo llegan a 97 kg/cm^2 .

Fig. 3.15

La dirección Y, presenta compresiones distribuidas en toda la estructura, pero se incrementan en forma considerable llegando a un máximo de 220 kg/cm^2 , aunque la resistencia nominal sea de 350 kg/cm^2 , debemos tener cuidado al hacer la reparación ya que en las muestras obtenidas se observo una disminución de este valor, las tensiones se presentan máximas en donde están anclados los cables llegando a 60 kg/cm^2 , toda la estructura presenta una configuración parecida al de la Fig. 3.10 .

Fig. 3.16

En la dirección Z la configuración es muy parecida al de la Fig. 3.11, solo que los esfuerzos se incrementan al doble, en el corazón llegan a 14.6 kg/cm^2 en tensión y 60 kg/cm^2 en compresión.

Como nos podemos dar cuenta las zonas mas afectadas en el cabezal son el corazón y la parte de las ménsulas en la dirección Z, aquí se presentan tensiones no muy grandes pero como ya se menciona los esfuerzos no son estáticos y por tal motivo la estructura puede estar sujeta a repeticiones de esfuerzos lo que podríamos llamar efecto de fatiga.

III.3.3-c ANALISIS DE LAS PILAS

Fig. 3.17

Se pueden observar en esta figura los esfuerzos generados en la dirección X para la primera condición de carga, existe una zona donde están anclados los cables de postensado en la que existen esfuerzos de tensión; la unión entre el cabezal y la pila (en

los extremos) aparecen tensiones que pueden provocar agrietamiento en esa zona, estas no son muy elevadas llegando a solo 9.45 kg/cm^2 .

Fig. 3.18

Aquí se analizan los esfuerzos en la dirección Z, se observa que existen mas esfuerzos de tensión en la parte inferior, estas pudieron provocar el agrietamiento vertical que aparecen en la base en las partes laterales de la pila, llegan a tener valores no muy altos hasta 4.67 kg/cm^2 , se presentan en la superficie de la pila por esta razón se dice que pudieron provocar agrietamiento superficial, en la parte superior existen combinaciones de tensión y compresión; los primeros aparecen donde se encuentran los cables en sentido vertical y las compresiones en sentido horizontal.

Fig. 3.19

Se presenta el estado de esfuerzos principales en tensión, se puede apreciar que estos son uniformes en todo el cuerpo de la pila y están en un rango de 0 a 7.5 kg/cm^2 , llegando a la unión de la pila con el cabezal aparecen compresiones nada significativas de 2.19 kg/cm^2 , después aparecen esfuerzos de tensión que crecen hasta llegar a la parte superior del cabezal.

Fig. 3.20

Aquí se presentan los esfuerzos generados por la condición tres, en la dirección X; como puede verse el cuerpo de la pila esta sujeta a tensiones llegando a un máximo de 25.8 kg/cm^2 en la parte superior, y en la parte inferior, la parte central esta sujeta a compresiones llegando a 19 kg/cm^2 , el cabezal se encuentra sujeto a tensiones en la parte superior y en la parte inferior una de las zonas mas afectadas son las partes bajas de lo que podríamos denominar la ménsula del cabezal.

Fig. 3.21

Se presentan los esfuerzos generados en la dirección Z, se puede ver que la pila esta dividida en cinco zonas, presentando alternadamente compresiones y tensiones, los primeros llegan a un máximo de 17 kg/cm^2 y las tensiones a 6 kg/cm^2 .

Fig. 3.22

Se presentan los esfuerzos generados por la cuarta condición de carga en la dirección X, se observa que la pila esta dividida en cuatro zonas, la primera de tensión en un rango de 12.5 a 25 kg/cm^2 en la segunda disminuyen y en la tercera vuelven a

incrementarse como en la primera capa, pero esta se extiende, aquí se puede observar que estos son algo elevados y pueden afectar la superficie del concreto ya que aunque se tenga el acero de refuerzo en esas zonas la tensión es de 48 kg/cm^2 y el concreto puede agrietarse para dejar que el acero comience a trabajar, estos esfuerzos afectan la parte baja de la ménsula, las compresiones llegan a un máximo de 41 kg/cm^2 esto para la resistencia que tiene la pila no es significativa.

Fig. 3.23

Presenta los esfuerzos en la dirección Z, se puede apreciar que la pila esta dividida en tres zonas, la inferior y la superior son de compresión, la parte intermedia es de tensión y tiene un valor máximo de 9 kg/cm^2 , podemos apreciar que siguen apareciendo tensiones en la parte baja de la ménsula.

Fig. 3.24

Presentan los esfuerzos principales de tensión al centro de la pila, se puede ver que prácticamente toda la pila esta sujeta a compresiones pero existen cuatro zonas en las cuales aparecen tensiones que están dentro de un rango de 0 a 10 kg/cm^2 , estas se encuentran donde están anclados los cables de postensado; las tensiones llegan a un máximo de 75 kg/cm^2 .

Fig. 3.25

Presenta la misma condición anterior pero en la superficie de la estructura, siguen apareciendo las cuatro zonas de tensión pero ahora aparecen algunas otras zonas en la parte inferior y dos en los extremos, todas caen dentro del mismo rango anterior llegando a un máximo de 84 kg/cm^2 .

Fig. 3.26

Podemos ver la configuración de los esfuerzos generados por la condición de carga cinco en la dirección X, en su mayoría son de compresión; solo existen dos zonas de tensión, una en la parte inferior que llega a un rango de 0 a 12.5 kg/cm^2 lo mismo que en la parte central, en esta figura podemos apreciar que las tensiones llegan a un máximo de 47.5 kg/cm^2 .

Fig. 3.27

La misma condición en la dirección Z produce esta configuración; los esfuerzos no son muy altos pero están distribuidos de una manera muy irregular en toda la pila y el

cabezal llegando solo a 9.4 y 41 kg/cm² en tensión y compresión respectivamente.

Fig. 3.28

Presenta los esfuerzos principales de tensión los cuales aparecen con un valor máximo de 73.4 kg/cm² en el lado derecho, van disminuyendo conforme se llega al otro extremo, ahí se presentan compresiones con un máximo de 14 kg/cm², aunque siguen apareciendo tensiones donde se encuentran los cables de postensado.

Fig. 3.29

Presenta los esfuerzos en la dirección X generados por la condición de carga seis, la distribución es muy uniforme en toda la pila, aparecen compresiones en la parte inferior y superior, estas están divididas por una franja de tensiones llegando a un máximo de 31.5 kg/cm² y en compresión llega a 25 kg/cm² como máximo.

Fig. 3.30

Se presentan los esfuerzos en la dirección Z provocados por la misma condición de carga, estos presentan la misma configuración que los de la Fig. 3.23, solo que los esfuerzos de tensión disminuyen un poco.

Fig. 3.31

Se presentan los esfuerzos principales generados por la condición seis, se pueden ver dos franjas de compresión una en la parte inferior de la pila y otra que rodea a cuatro zonas de tensión donde se localizan los cables de postensado; las compresiones llegan a un máximo de 7.8 kg/cm² y las tensiones a 73 kg/cm², el cabezal se encuentra sujeto a tensiones que llegan a ser máximas en la parte superior.

III.4 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL CABEZAL COMO MENSULA

III.4.1 GENERALIDADES

Las ménsulas son vigas pequeñas que se utilizan para soportar cargas concentradas pesadas o reacciones de vigas; son elementos estructurales muy importantes para el apoyo de vigas prefabricadas. El concreto prefabricado y presforzado se utiliza hoy en día con mayor frecuencia y cada vez se construyen claros mas grandes (en nuestro caso poco mas de 29 m.), dando como resultado cargas de cortante mas grandes en los apoyos. Por esta razón el diseño de ménsulas ha llegado a ser muy importante.

En las ménsulas, la relación del brazo o claro de cortante al peralte de la ménsula es menor de 1.0; en este caso resultaría de 0.52. Dicha relación tan pequeña cambia el estado de esfuerzos. Por lo tanto las deformaciones por cortante afectarán su comportamiento no lineal de esfuerzos en el estado elástico y la resistencia por cortante viene a ser un factor muy importante.

Las grietas son por lo general en su mayoría verticales o inclinadas de cortante puro, frecuentemente comienzan en el punto de aplicación de la carga y se propagan hacia la parte inferior; como se observo en el análisis del agrietamiento en el capítulo II, pero existen otros sistemas de falla Fig. 3.32 .

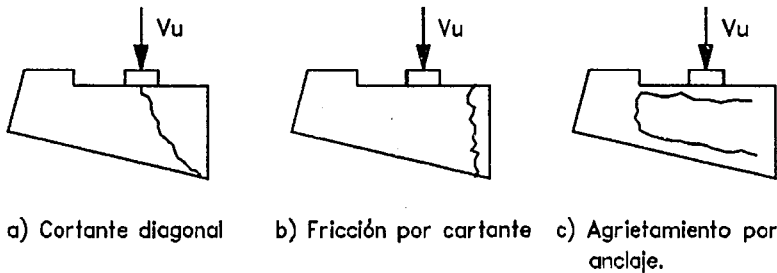


Fig. 3.32 Tipos de fallas en ménsulas.

También pueden existir combinaciones de ellas; por otra parte si el área de apoyo no es adecuada la falla puede ocurrir por aplastamiento del concreto bajo la placa de apoyo.

III.4.2 REVISION DE MENSULAS POR EL REGLAMENTO ACI 318-83

Aplicable para relaciones $(a/d \leq 1)$ y N_{cu} no mayor de V_u , bajo estas condiciones el procedimiento a seguir es el siguiente

1.- Para resistir la fuerza cortante V_u se necesita un refuerzo horizontal definido por:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times F_y \times \mu}$$

donde $\phi = 0.85$ para cortante.

$\mu = 1.40$ para ménsulas coladas monolíticamente.

2.- Se debe cumplir en este caso que la resistencia nominal V_n sea:

$$0.2 \times f_c \times b_w \times d$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \leq$$

$$56 \times b_w \times d$$

3.- La fuerza horizontal de no existir se tomara como mínimo el 2% de la fuerza de cortante ($N_{uc} \geq V_u$).

Las fuerzas V_u y N_{uc} producen momentos flexinantes en el paño del apoyo de la ménsula iguales a:

$$M_u = [V_u \times a] + [N_{uc} \times (h - d)]$$

4.- Para resistir este momento se requiere un refuerzo de tensión (A_f) definido por:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times j d}$$

donde: $\phi = 0.90$ para flexión.
 $j d = 0.85d$

5.- Para resistir la fuerza horizontal se requiere una área de refuerzo (A_n) igual a:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times F_y}$$

6.- Ya calculada A_f debe distribuirse en una área principal, A_s , Que se coloca en el lecho superior y una área A_h , que se distribuye en los dos tercios superiores del peralte.

A_s deber ser:

$$A_s \geq \begin{matrix} A_f + A_n \\ 2/3 A_v \end{matrix}$$

7.- El área A_h será igual a $0.5(A_s - A_n)$

Datos de la ménsula:

V_u = Fuerza cortante	= 450000 kg
N_{uc} = Fuerza horizontal	= 90000 kg
$f'c$ = 350 kg/cm ²	
F_y = 4200 kg/cm ²	
b_w = Ancho de la ménsula	= 220 cm
L = Longitud de la ménsula	= 250 cm
h = Altura de la ménsula	= 170 cm
d_1 = Peralte efectivo interior	= 162 cm
d_2 = Peralte efectivo exterior	= 92 cm
A_s = Area de acero colocado	= 294 cm ² (58 # 8)

El armado colocado en la ménsula realmente es presentado en Fig. 3.33 y 3.34.

Calculo de acero necesario para resistir las cargas y momentos actuantes sobre la estructura.

Se deben cumplir las dos condiciones propuestas para aplicar el método:

a) $a/d = 0.52 \leq 1$

b) $Nuc = 90000 \text{ kg} \leq Vu = 450000 \text{ kg}$

Por tal motivo si es aplicable, de tal manera siguiendo el procedimiento anterior tenemos que:

1.- $Avf = 90.04 \text{ cm}^2$

2.-

$$Vn = 529412 \text{ kg} \leq \begin{matrix} 2494800 \text{ kg} \\ 1995840 \text{ kg} \end{matrix}$$

3.- $Nuc = 90000 \text{ kg}$

4.- $Af = 74.87 \text{ cm}^2$

5.- $An = 23.81 \text{ cm}^2$

6.- Area de acero principal $As = 98.68 \text{ cm}^2$

7.- Area de acero complementaria $Ah = 37.43 \text{ cm}^2$

El área total requerida por la sección para resistir las cargas queda definida por:

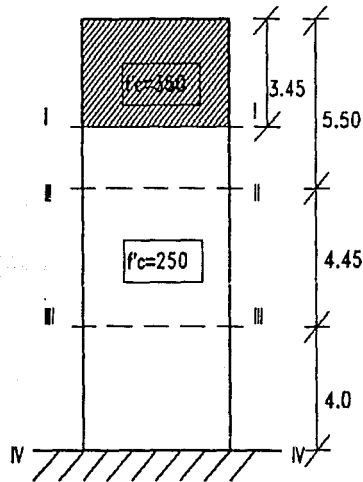
$$AT = As + Ah = 136.11 \text{ cm}^2$$

Con esto podemos concluir que el área colocada en la ménsula esta correcta y por tal motivo no existirán problemas en ese sentido; esto lo podemos corroborar comparando el área antes obtenida con la presentada en la Fig. 3.34 que presenta el corte transversal de la ménsula.

III.5 REVISION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS

III.5.1 GENERALIDADES

La revisión de la capacidad de carga de las pilas, se realizo mediante un análisis a flexocompresión, calculando los diagramas de interacción de cada una de las secciones de la pila Fig. 3.35 .



Acotaciones en m.

Fig. 3.35 Elevación de la pila.

Los diagramas de interacción son una representación gráfica de los lugares geométricos de todas las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que un elemento alcance su resistencia última.

Para realizar los diagramas de interacción se tomaron las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones unitarias de la sección transversal es plana.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.
- No existen corrimientos relativos de consideración, entre el acero y el concreto que lo rodea.

- d) El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales.
- e) El elementos alcanza su resistencia ultima a una cierta deformación unitaria del concreto ($\xi_{cu}=0.003$).

III.5.2 CALCULO DE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

Los diagramas de interacción se realizaron tomando las hipótesis propuestas por el **ACI 318-83** Fig. 3.36 y **NTC-87** Fig. 3.37 .

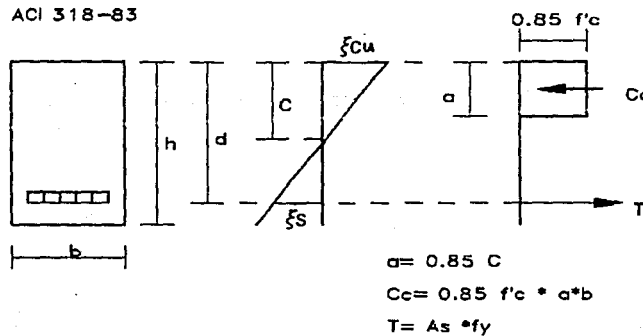


Fig. 3.36 Hipótesis propuestas por ACI 318-83

Para nuestro caso se explicara el procedimiento general seguido para la obtención de los puntos del diagrama de interacción:

1.- Se eligió un estado de deformaciones que esta definido por $\xi_{cu}=0.003$ y una profundidad del eje neutro C definido por:

Para la falla balanceada $\xi_s=0.0021$, con la aplicación de triángulos semejantes se calcularon las deformaciones unitarias de todas las barras de acero con las siguientes formulas:

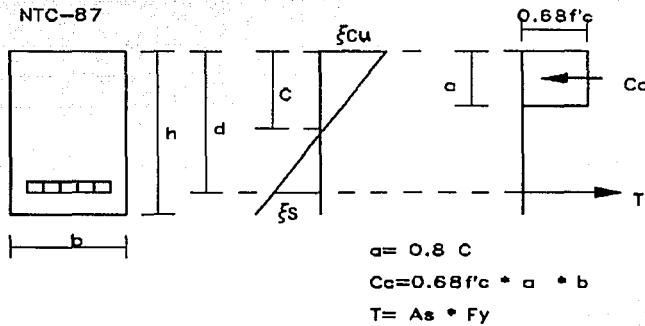


Fig. 3.37 Hipótesis propuestas por NTC-87

$$C = \frac{\xi_{cu} \times d}{\xi_{cu} + \xi_s}$$

$d = \text{peralte efectivo}$

Dirección Y-Y

$$\xi_{s1} = \frac{C - d - (20.5 \times n)}{C} \times 0.003$$

$$\xi_{s6} = \frac{C - 100}{C} \times 0.003 \quad \text{y} \quad \xi_{s24} = \frac{450 - C}{C} \times 0.003$$

Donde n es el número que le corresponde a la barra según su posición en el elemento de arriba hacia abajo.

Dirección X-X

$$\xi_{sj} = \frac{C - d - (21.4 \times n)}{C} \times 0.003$$

2.- Terminado el paso anterior se procede a determinar el estado de esfuerzos usando las hipótesis antes mencionadas (ACI o NTC) según sea el caso para el concreto.

Para el acero se aplicaron las siguientes formulas:

si $\xi_s > \xi_{sy}$ el esfuerzo $f_{si} = F_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

si $\xi_s < \xi_{sy}$ el esfuerzo se calculara como :

$$f_{si} = \xi_{si} \times E_s$$

donde $\xi_{sy} = 0.0021$
 $E_s = 2E6$

3.- Determinado el estado de esfuerzos se procede a calcular las fuerza resistente para el concreto con la formula:

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a \times b \quad ACI318-83$$

$$C_c = 0.68 \times f'_c \times a \times b \quad NTC-87$$

y la resultante será:

$$P_{compresión} = C_c + \sum F_{i \text{ compresión}}$$

Para el acero se utilizo la siguiente formula; tomando en cuenta si es compresión o tensión de acuerdo con la profundidad del eje neutro C.

$$F_i = A_{si} \times f_{si}$$

4.- Para obtener la fuerza total PT se procede a sumar las fuerzas de tensión y las de compresión.

$$P_T = \sum F_{i \text{ tensión}} + P_{compresión}$$

5.- Los momentos flexionantes se calculan como:

Concreto

$$M_c = C_c \times Z \quad \text{---} \rightarrow \quad Z = \frac{h}{2} - \frac{a}{2}$$

Acero

$$M_{si} = f_i \times Z$$

En este caso Z es el brazo de palanca de cada área de acero con respecto al eje

neutro.

6.- El momento total será:

$$M_T = \sum M_{s1} + M_C$$

7.- Los puntos a graficar serán **MT** y **PT**.

Para obtener los puntos de falla en compresión se propusieron valores de C mayores al que resulto en la falla balanceada; para la falla en tensión se propusieron valores menores.

En resumen se puede obtener un diagrama de interacción de manera aproximada estimando los siguientes puntos:

a) El punto **Poc**, que corresponde a la carga axial de compresión pura

$$P_{oc} = F_R \times f' C \times A_g + A_{st} \times F_y$$

Donde:

FR = factor de reducción

Ag = área de concreto

Ast= área total de acero

b) El punto de falla balanceada definido por las deformaciones unitarias $\xi_{cu} = 0.003$ y $\xi_{sy} = 0.0021$ del concreto y del acero respectivamente.

c) Un punto aproximado al momento flexinante sin carga axial.

d) Un punto adicional entre **Poc** y la falla balanceada.

Se pueden observar la distribución de los puntos Fig. 3.38 .

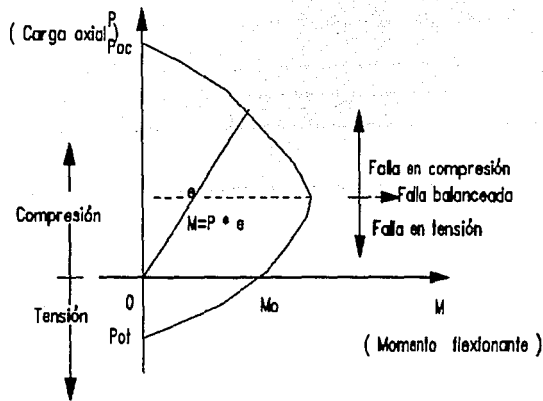


Fig. 3.38 Configuración general de un diagrama de interacción.

Siguiendo el procedimiento antes descrito y tomando en consideración las propiedades de cada sección Fig. 3.39 a 3.42 se calcularon los diagramas de interacción que se presentan en las Fig. 3.43 a 3.46 .

III.5.3 CALCULO DE MOMENTOS Y PRESENTACION DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Para calcular los momentos actuantes sobre las pilas, se analizaron las diferentes condiciones de carga que pueden existir por el paso de ferrocarril sobre la superestructura; estas se son:

- 1.- Paso del ferrocarril al entrar a la pila Fig. 3.47-a
- 2.- Paso del ferrocarril sobre la pila Fig. 3.47-b
- 3.- Paso de dos ferrocarriles entrando y saliendo de la pila Fig. 3.47-c

4.- Paso de dos ferrocarriles sobre la pila Fig. 3.47-d

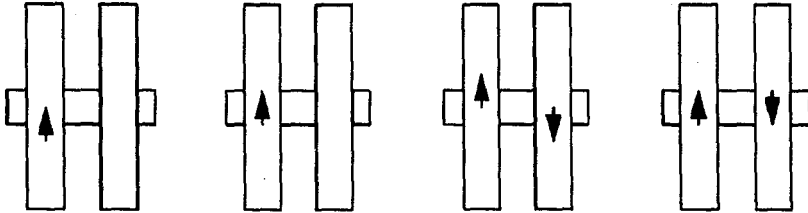


Fig. 3.47 Condiciones de carga para el calculo de momentos.

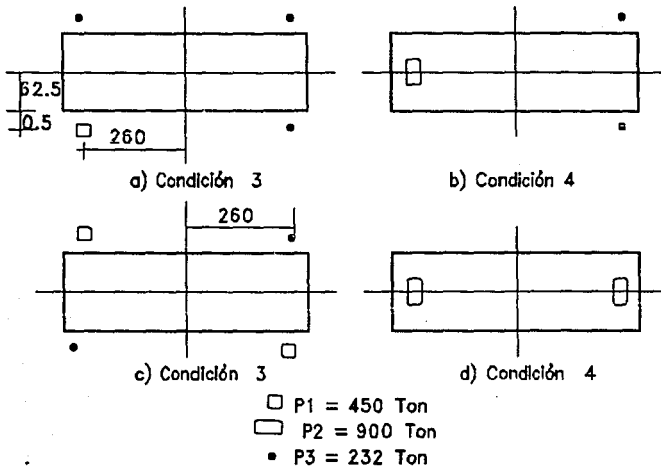


Fig. 3.48 Condiciones de carga puntuales para el calculo de momentos.

Se debe tomar en cuenta el peso del cabezal; el cual se calcula como :

Area sección transversal	= 18.00 m ²
Ancho de la sección	= 2.20 m
Volumen de la sección	= 39.60 m ³
Peso propio del cabezal	= 95.00 Ton.

También se debe tomar en cuenta el peso de la pila y este se calcula como :

$$P_{pila} = H \times L_x \times L_y \times \gamma_c$$

$$H = \text{prof. de la sección}$$

$$L_x = 5.5, L_y = 1.25, \gamma_c = 2.4 \frac{T}{m^3}$$

Para calcular los momentos producidos por las cargas que se aplicaban en el centro; se tomaron excentricidades accidentales, las cuales se tomaron del reglamento **ACI 318-83** Ref.3.

$$e_{ax} = 10\% L_x = 55.0 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = 10\% L_y = 12.5 \text{ cm}$$

Calculo de los momentos producidos por la primera condición de carga.

DATOS :

Fuerza actuante Pa	= 450.00 Ton.
Excentricidad en x ex	= 2.60 m
Excentricidad en Y ey	= 0.63 m
Peso cabezal Pc	= 95.00 Ton.
Peso pila Pp	= 90.70 ton.
Exc. accidental x eax	= 0.55 m
Exc. accidental y eay	= 0.12 m
Acero actuante As	= 162.20 cm ²
f'c	= 350 kg/cm ²
fy	= 4200 kg/cm ²

Momentos producidos por las cargas actuantes :

$$M_{xa} = \sum M_{centroide} = P_a \times e_y = 125.75 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$M_{ya} = \sum M_{centroide} = P_a \times e_x = 507.07 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Momentos producidos por el peso propio :

$$P_t = P_c + P_p = 186.0 \text{ Ton.}$$

$$M_{xp} = P_c \times e_{ay} = 23.25 \text{ Ton}\times\text{m}$$

$$M_{yp} = P_c \times e_{ax} = 102.30 \text{ Ton}\times\text{m}$$

Momentos totales y carga total :

$$M_{Tx} = M_{xa} + M_{xp} = 149.0 \text{ Ton}\times\text{m}$$

$$M_{Ty} = M_{ya} + M_{yp} = 610.0 \text{ Ton}\times\text{m}$$

$$P_T = P_a + P_T = 1291.0 \text{ Ton}$$

Para las demás secciones y condiciones de carga se realizo un análisis idéntico al anterior y se encontraron los datos presentados en la Tabla 3.1. Los cuales se comparan con los momentos y cargas resistentes en los diagramas de interacción antes calculados.

La rigidez a flexión de la pila depende principalmente del tamaño de la sección transversal, del modulo de elasticidad del concreto, del porcentaje de refuerzo longitudinal y de la altura.

El efecto combinado de la sección transversal y la altura, suele tomarse en cuenta en los métodos de dimensionamiento mediante el parámetro llamado esbeltez de la columna.

Cuando la carga actúa por un período de tiempo prolongado, las deflexiones por el efecto de la contracción y el flujo plástico del concreto aumentan. Por lo tanto, aumentan también los momentos adicionales y la reducción de resistencia por el efecto de esbeltez. La influencia de la duración de la carga es mas importante mientras mayores sean las deflexiones adicionales.

III.5.4 METODO DEL REGLAMENTO ACI 318-83 PARA EL CALCULO DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Es un método de momento complementario que esta basado en el análisis elástico de elementos esbeltos sujetos a carga axial y flexión, los cuales se denominan frecuentemente vigas-columna.

El momento de una viga columna que se deforma en curvatura simple; puede calcularse aproximadamente como :

SECCION I

CONDICION DE CARGA	CARGA P (Ton)	MOMENTOS ACTUANTES		COMPARACION DE TRABAJO AL 100 %			
				NTC - 87		ACI 318-83	
				EJE (X-X)	EJE (Y-Y)	EJE (X-X)	EJE (Y-Y)
1	1291	148	810	14.12	12.88	13.88	12.57
2	1458	12	1188	0.93	20.77	0.90	20.41
3	1458	182	802	14.15	14.04	13.82	13.80
4	1898	237	1042	13.57	13.81	13.44	13.58

SECCION II

CONDICION DE CARGA	CARGA P (Ton)	MOMENTOS ACTUANTES		COMPARACION DE TRABAJO AL 100 %			
				NTC - 87		ACI 318-83	
				EJE (X-X)	EJE (Y-Y)	EJE (X-X)	EJE (Y-Y)
1	1298	182	873	14.58	14.13	14.38	13.83
2	1557	24	1290	1.81	22.98	1.77	22.24
3	1557	195	858	14.87	15.28	14.38	14.78
4	1993	248	1098	14.58	15.88	14.04	14.58

SECCION III

CONDICION DE CARGA	CARGA P (Ton)	MOMENTOS ACTUANTES		COMPARACION DE TRABAJO AL 100 %			
				NTC - 87		ACI 318-83	
				EJE (X-X)	EJE (Y-Y)	EJE (X-X)	EJE (Y-Y)
1	1405	170	710	9.25	9.55	9.13	9.00
2	1823	32	1277	1.57	15.90	1.54	14.71
3	1823	203	863	9.28	11.12	9.77	10.28
4	2058	257	1134	10.72	12.28	10.38	11.48

SECCION IV

CONDICION DE CARGA	CARGA P (Ton)	MOMENTOS ACTUANTES		COMPARACION DE TRABAJO AL 100 %			
				NTC - 87		ACI 318-83	
				EJE (X-X)	EJE (Y-Y)	EJE (X-X)	EJE (Y-Y)
1	1471	178	748	8.99	7.81	8.88	7.02
2	1888	41	1313	1.50	12.84	1.47	11.78
3	1888	211	928	7.72	8.95	7.58	8.34
4	2125	268	1188	8.84	10.13	8.40	9.58

Tabla 3.1 Comparación de momentos, Actuantes – Resistentes

$$M_{\max} = M_o + \frac{P \times a_o}{1 - \left(\frac{P}{P_c}\right)}$$

a_o = Deflexión máxima de primer orden

P = carga axial

P_c = Carga crítica de Euler

En el caso de vigas columna que se deforman en curvatura simple y tienen momentos iguales en ambos extremos la ecuación anterior puede aproximarse a :

$$M_{\max} = \frac{M_o}{1 - \left(\frac{P}{P_c}\right)}$$

y en otros casos por la ecuación :

$$M_{\max} = \frac{C_m \times M_o}{1 - \left(\frac{P}{P_c}\right)}$$

C_m es un factor que hace equivalente el diagrama de momentos flexionantes del elemento, al diagrama de un elemento con momentos iguales en ambos extremos, por lo tanto la ecuación anterior puede expresarse como :

$$M_{\max} = \delta \times M_o$$

donde :

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P}{P_c}\right)}$$

El termino δ es el factor de amplificación de momentos; el reglamento **ACI 318-83** establece que los elementos se dimensionen usando la carga axial; P_u , afectada por el factor de carga obtenido de un análisis elástico convencional de primer orden y un momento amplificado; M_c , definido por la ecuación :

$$M_c = \delta_b \times M_{2b} + \delta_s \times M_{2s}$$

M2b es el mayor de los momentos en los extremos del elemento producido por cargas que no provocan desplazamientos laterales apreciables.

M2s es el que corresponde a las cargas que si provocan dicho desplazamiento.

Los factores de amplificación son:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_c} \right)} \geq 1$$

Para estructuras no contraventeadas δ_b y δ_s deben calcularse; para estructuras contraventeadas puede considerarse que δ_s vale cero, el factor de reducción ϕ para miembros sujetos a flexocompresión vale 0.9

Para elementos sin posibilidad de desplazamiento lateral relativo :

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right)$$

Para elementos con posibilidad de desplazamiento lateral relativo :

$$C_m = 1$$

M1b y **M2b** son los momentos flexionantes en los extremos del elemento, siendo **M2b** el mayor de ellos; (M_{1b}/M_{2b}) es positivo cuando el elemento tiene curvatura simple y negativo cuando tiene curvatura doble.

Calculo de P_c , carga crítica de Euler de elementos de comportamiento lineal:

$$P_c = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(kl_u)^2}$$

E = Modulo de elasticidad del material.

I = Es el menor momento de inercia de la sección.

kl_u = Es la longitud efectiva de pandeo.

Nota: La ecuación de P_c no es rigurosamente aplicable a elementos de concreto reforzado, sin embargo puede usarse en forma aproximada si EI se calcula como:

$$EI = \frac{\frac{E_c \times I_g}{5} + E_s \times I_s}{1 + B_d} \quad \text{si } p > 3\%$$

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{1 + B_d} \quad \text{si } p \leq 3\%$$

p es el porcentaje de acero definido por:

$$p(\%) = \frac{A_{st}}{A_g} \times 100$$

Donde:

Ec = Modulo de elasticidad del concreto

Es = Modulo de elasticidad del acero

Is = Momento de inercia del acero respecto al centroide de la pila

Ig = Momento de inercia de la sección de concreto

Ag = Area de la sección transversal de concreto

Ast = Area de acero total

Bd esta definida como:

$$B_d = \frac{\text{Momento producido por carga muerta}}{\text{Momento total}}$$

La longitud efectiva de pandeo, klu, depende del grado de restricción de la pila en sus extremos.

El procedimiento seguido para la amplificación de los momentos fue el siguiente:

1.- Calculo de constantes.

$$I_{gx} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{gy} = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A_g = b \times h$$

Calculo de los radios de giro en las dos direcciones.

$$r_x = \left(\frac{I_{gx}}{A_g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$r_y = \left(\frac{I_{gy}}{A_g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$E_c = 15100 \times (f'c)^{\frac{1}{2}}$$

2.- Se debe calcular el porcentaje de acero.

3.- Se calcula El según especificaciones.

4.- se calcula Bdx y Bdy

5.- Se calculan las relaciones de esbeltez. si $kl/r > 22$ se debe considerar la relación de esbeltez; en caso contrario de desprecia.

6.- Se calcula Pc.

7.- Por ultimo se calcula el factor de amplificación δ y se multiplican los momentos obtenidos anteriormente por este factor.

Siguiendo el procedimiento anterior se obtuvieron los momentos amplificados , para las PILAS tipo III y IV cuyas características se presentan en la Tabla 3.2 y Fig. 3.49.

Estos se comparan con los momentos resistentes dados en los diagramas de interacción Tabla 3.3 .

Pila tipo	II	III	IV
Altura total Ht [cm]	1000	1400	1800
Altura del cuerpo Hc [cm]	595	995	1395
Altura parcial del cuerpo Hs [cm]	345	345	345

Tabla 3.2 Dimensiones de las pilas tipo encontradas en el viaducto Tula I

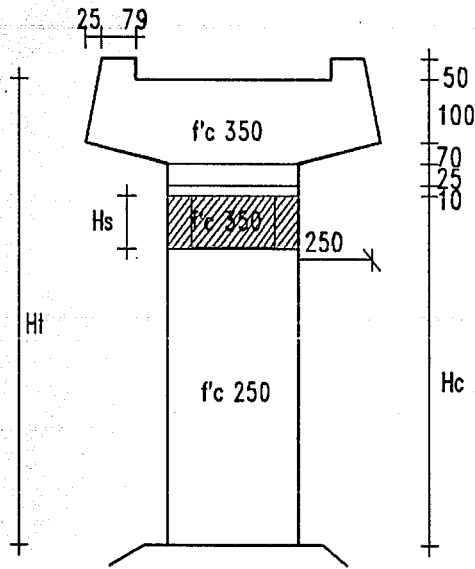


Fig. 3.49 Nomenclatura de las pilas tipo.

PILA TIPO III

CONDICION DE CARGA	CARGA P (Ton)	FACTOR DE AMPLIFICACION	MOMENTOS AMPLIFICADO M _{xxx} (Ton-m)	MOMENTOS NTC 87 M _{xx} (Ton-m)	MOMENTOS ACI 318-83 M _{xx} (Ton-m)	COMPARACION DE TRABA AL 100 %	
						NTC-87	ACI 318-83
						EJE (X-X)	EJE (X-X)
1.00	1405.00	1.02	173	1837	1862	9	9
2.00	1623.00	1.03	33	2038	2078	2	2
3.00	1623.00	1.03	208	2038	2078	10	10
4.00	2059.00	1.04	268	2398	2476	11	11

PILA TIPO IV

CONDICION DE CARGA	CARGA P (Ton)	FACTOR DE AMPLIFICACION	MOMENTOS AMPLIFICADO M _{xxx} (Ton-m)	MOMENTOS NTC 87 M _{xx} (Ton-m)	MOMENTOS ACI 318-87 M _{xx} (Ton-m)	COMPARACION DE TRABA AL 100 %	
						NTC 87	ACI 318-83
						EJE (X-X)	EJE (X-X)
1.00	1471.00	1.05	187	2547	2587	7	7
2.00	1689.00	1.07	44	2733	2790	2	2
3.00	1689.00	1.07	226	2733	2790	8	8
4.00	2125.00	1.09	291	3078	3165	9	9

Tabla 3.3 Amplificación de momentos y comparación con los resistentes.

III.5.5 REVISION DEL REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal de una columna tiene la función de suministrar la resistencia requerida por la fuerza cortante, y de proporcionar un confinamiento adecuado al núcleo, así como una restricción lateral del refuerzo longitudinal.

Como el cuerpo de la pila es de sección rectangular, el refuerzo transversal consiste en estribos y grapas, tenemos que las sumas de estas áreas no será mayor que la suma dada por las siguientes ecuaciones :

$$A_{sh} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times s \frac{f_c}{f_y} \times h_c$$

$$A_{sh} \geq 0.12 \frac{f_c}{f_y} s \times h_c$$

Donde: s es el espaciamiento entre los estribos; hc es la dimensión de la pila medida desde el centro del refuerzo confinante ref. 4; Ac es el área transversal del núcleo definida por la periferia exterior del refuerzo transversal; y Ag es el área transversal de la pila.

El valor Ash será el máximo obtenido de las ecuaciones anteriores.

La revisión se realizara para la pila tipo IV, ya que la distancia entre los estribos es la misma en toda su longitud y en todas los tipos existentes de la pila.

Calculo del acero transversal en la dirección Y

$$Ash = 36.14 \text{ cm}^2$$

$$Ash = 135.00 \text{ cm}^2$$

Calculo del acero transversal en la dirección X

$$Ash = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$Ash = 28.75 \text{ cm}^2$$

En el plano se tienen las siguientes áreas de acero :

Dirección Y 31.75 cm^2 (8 estribos y 9 grapas de # 4 @ 25 cm)

Dirección X 2.54 cm^2 (un estribo confinante de # 4 @ 25 cm)

Como puede observarse estas áreas son menores que las calculadas, por el reglamento, por lo tanto existe una escasez de refuerzo transversal, además de no cumplir con las especificaciones de la Ref. 3 y 4 que se ilustran en la Fig. 3.50 .

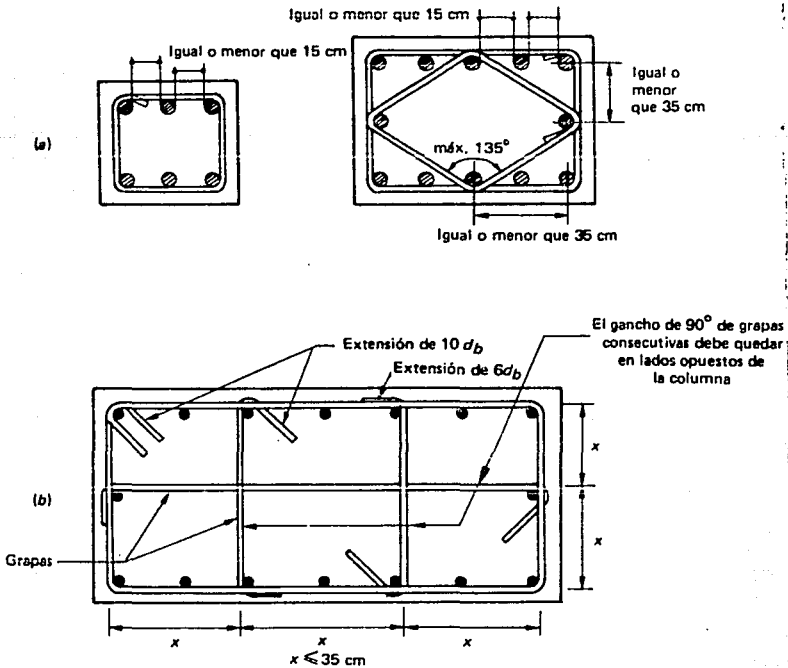


Fig. 3.50 Detalle del refuerzo transversal de columnas

III.6 COMENTARIOS SOBRE LA CAPACIDAD DE CARGA

III.6.1 CAPACIDAD DE CARGA DE LOS CABEZALES

En esta parte de la estructura podemos notar que existen esfuerzos de tensión en el corazón de esta, los cuales pueden provocar problemas futuros; ya que las grietas existentes pueden permitir la penetración de agua o algún agente nocivo para el acero de refuerzo el cual se puede debilitar y provocar un colapso en la estructura, por este motivo en el análisis estructural se propuso una solución para tal problema, ya que en la dirección Z existe poco refuerzo Fig. 3.51 y los esfuerzos aunque no son muy altos, pero hay que tomar en cuenta que tampoco son estáticos como se presentan en las figuras, hay que tomar en cuenta que la estructura esta sometida a ciclos de carga y descarga muy fuertes provocando fatiga en el centro de esta, la solución propuesta además de proporcionar mas refuerzo en esa zona también reduce los esfuerzos de tensión; cabe aclarar que las partes bajas de la ménsula están sometidas a esos esfuerzos, estos pudieron provocar el agrietamiento tipo mosaico en esas zonas ya que las mas predominantes son paralelas a la dirección X. Aunque la revisión de la capacidad de carga del cabezal, como ménsula demostró que el acero era suficiente para resistir las cargas actuantes.

III.6.2 CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS

Estas como pudo verse en el análisis estructural realizado por el SAP90 en el cual se podían ver los esfuerzos generados por las cargas en las direcciones X y Z no son tan significativos para provocar el agrietamiento, ya que al analizar la Tabla 3.1 pudimos darnos cuenta de que la capacidad de carga del cuerpo de la pila es suficiente para resistir las cargas actuantes sobre esta, las comparaciones de trabajo demuestran que estas zonas trabajan a un mínimo de su capacidad para las que fueron diseñadas por esta razón podemos concluir que las grietas que aparecen en la parte superior de la pila fueron provocadas desde un principio por mal proceso constructivo así como un mal curado de la estructura, esto pudo provocar contracciones prematuras que lo produjeron. Al analizar la Tabla 3.3 podemos darnos cuenta de que los efectos de esbeltez tampoco son significativos y que aun con la amplificación de los momentos la pila trabaja a un mínimo de su capacidad. El agrietamiento principal observado se encuentra donde están anclados los cables de postensado Fig. 3.52 y 3.53 , por esto podemos decir que las grietas fueron provocadas por ese efecto.

CAPITULO IV .

RECOMENDACIONES DE REPARACION.

IV.1 ASPECTOS GENERALES .

Selección de la alternativa de solución; basándose en los análisis vistos en los capítulos anteriores, el procedimiento para la reparación del **Puente Tula I** puede ser seleccionado para cumplir con uno o mas de los siguientes objetivos:

- 1.- Restablecer o incrementar su resistencia.
- 2.- Restablecer o incrementar su rigidez.
- 3.- Mejorar su desempeño funcional.
- 4.- Mejorar su apariencia en la superficie del concreto.
- 5.- Mejorar su durabilidad.
- 6.- Prevenir el ataque de materiales corrosivos al acero de refuerzo.

Dependiendo de la naturaleza del daño, se pueden seleccionar uno o mas métodos de reparación. Por esta razón en este capítulo se presentan varios de los métodos de reparación. Por ejemplo los esfuerzos de tensión pueden ser reestablecidos través de una grieta; inyectandola con resina epoxica. Sin embargo puede ser necesario colocar un refuerzo adicional, puede ser convencional o usando postensado.

IV.2 ALTERNATIVAS.

Métodos propuestos para la reparación del agrietamiento en el **Puente Tula I**.

IV.2.1 INYECCION DE RESINA EPOXICA.

Las grietas angostas hasta 0.002 in pueden ser reparadas por inyección de resina epoxica. Este método puede ser utilizado ya que las grietas no fueron activadas por

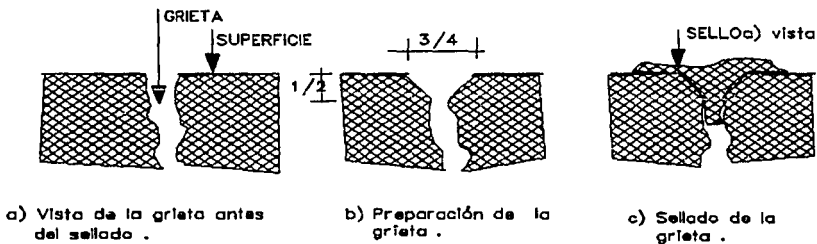
salida de agua, algunas de las grietas estaban húmedas por el medio ambiente, pero esto se puede solucionar secándolas, debe retirarse todo tipo de contaminante dentro o cerca de las grietas incluyendo el agua ya que todo esto reduce la efectividad de la resina en la reparación del elemento estructural.

La inyección de resina epoxica requiere un alto grado de técnica, para una ejecución satisfactoria, la aplicación de las técnicas puede ser limitada por la temperatura del lugar (como se vera en la descripción de las características de las resinas).

ACI 503R. El procedimiento general para la inyección de resina epoxica es la siguiente:

1.- Limpiar las grietas de todo tipo de contaminante (aceite, grasas, manchas etc.) que puedan evitar la penetración y el deposito de la resina. Toda esta contaminación debe ser removida con agua o con algún solvente efectivo; se debe secar la grieta con aire por un tiempo adecuado.

2.- Sellado de la superficie de la grieta con resina epoxica a todo lo largo de ella; de ser necesario la inyección será a alta presión, se debe preparar la grieta de la siguiente manera; cortarla hasta una profundidad de $\frac{1}{2}$ in y un ancho de $\frac{3}{4}$ in en forma **V**, rellenar de resina epoxica Fig. 4.1 .



Acotaciones en in
Fig. 4.1 Preparación de la grieta para su sellado.

3.- Instalación de los puertos de entrada: Existen tres métodos los cuales son :

3.1 Abrir perforaciones adecuadas para insertar los puertos, frecuentemente es usado en conjunto con la ranura **V** de las grietas. El método consiste en hacer perforaciones

espaciadas en intervalos de 5 ft a lo largo de la grieta, de aproximadamente $\frac{3}{4}$ in de diámetro y a $\frac{1}{2}$ in de profundidad bajo el vértice de la ranura V, el tronco debe penetrar para que pueda ser bombeada la resina Fig. 4.2 .

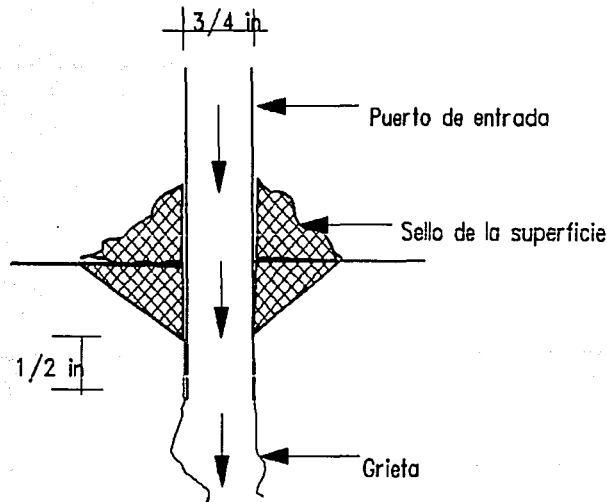


Fig. 4.2 Instalación de puertos de entrada.

3.2 Transporte apropiado del bombeo, cuando las grietas no son de forma V, el método usado solo presenta una entrada para bombear la resina.

3.3 Sellado interrumpido, este se refiere a omitir el sellado en porciones de la grieta, es utilizado cuando se dispone de juntas, consiste en descubrir la junta y permitir la inyección de resina directamente dentro de la grieta sin dejarlo salir.

4.- La mezcla de resina epoxica.

La manufactura de la mezcla debe ser continua, se pueden utilizar mecanismos automáticos de agitación o mover manualmente. Nos debemos preocupar por tomar solo la mezcla de adhesivo indispensable antes de comenzar la unión de los materiales; cuando el material adhesivo se gelatiniza, sus características de fluidez son combinadas

y la presión de inyección se vuelve mas dificultosa.

El sistema de mezclado continuo, de los dos componentes del liquido adhesivo, permite una rápida colocación sin hacer falta mucha mano de obra.

5.- La inyección de resina epoxica.

La presión de inyección usada debe ser seleccionada con mucho cuidado; un incremento de presión frecuentemente puede acelerar el tiempo de inyección, pero también ese incremento puede propagar la grieta existente; causando daños adicionales.

En caso de las grietas verticales que aparecen en las pilas, el proceso de inyección; puede ser por medio de la inyección de resina epoxica en el puerto localizado en el mínimo nivel de la grieta, subiendo hasta llegar al puerto superior; este se convierte en el inferior y el proceso se repite hasta llegar ala parte mas alta, el proceso se termina cuando la grieta esta completamente rellena y los puertos totalmente tapados. Para grietas horizontales el procedimiento es el mismo.

6.- Quitar el sello de la superficie.

La resina tiene que ser curada en la superficie, removiendo mediante lijas u otro medio, la resina colocada sobre la superficie Fig. 4.3 .

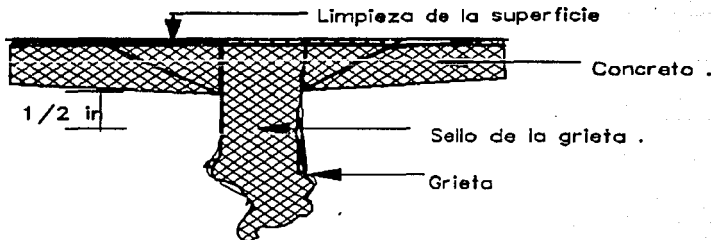


Fig. 4.3 Limpieza de la superficie.

IV.2.2 RANURADO Y SELLADO.

Este método también puede ser utilizado en el **Puente** ya que es utilizado para sellar grietas inactivas y grietas finas mediante mecanismos y también sellar defectos aislados mas grandes, no es aplicable para sellar grietas activas, tampoco para grietas sujetas a fuertes presiones hidrostáticas; el método consiste en limpiar, preparar la ranura, secarla y colocar el sellador como ya se indico anteriormente en el método de inyección. El propósito del sellador es prevenir la llegada de agua al acero de refuerzo, o algún contaminante de la superficie del concreto.

IV.2.3 REFUERZO ADICIONAL .

IV.2.3-a Refuerzo convencional: Esta técnica consiste en sellar las grietas abriendo perforaciones [$\frac{3}{4}$ in de diámetro] a 45° en la cubierta de la superficie y cruzar la grieta con un plano aproximadamente a 90° rellenar la abertura y la grieta con resina epoxica, secar con una bomba a baja presión [50 a 80 psi], colocando barras de refuerzo dentro de la abertura del barreno.

IV.2.3-b Acero postensado : Este método puede ser utilizado en el cabezal ya que sirve para aliviar los esfuerzos de tensión producidos en la dirección **Z**.

Este método es frecuentemente la solución cuando mayor es la porción del miembro que necesita el refuerzo o cuando los esfuerzos de tensión son muy elevados en esa sección Fig. 4.4 .

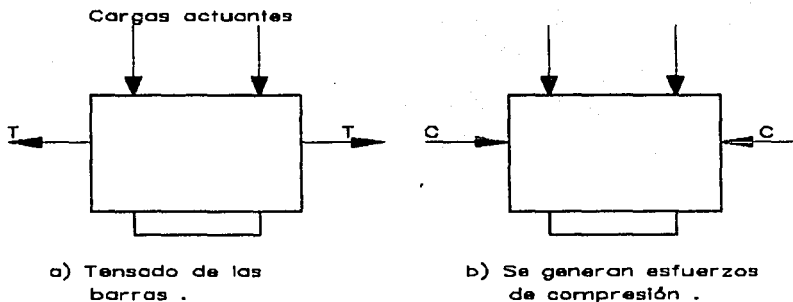


Fig. 4.4 Colocación de las barras de postensado.

Esta técnica usa fuerzas de tensión en las barras utilizadas, para generar una compresión a la sección de concreto. Se deben anclar adecuadamente las barras.

Para hacer este anclaje se utilizan; los conos machos y emboras, se debe analizar bien la sección para inducirle la fuerza de tensión necesaria para cumplir con el propósito establecido, en nuestro caso es el reducir los esfuerzos de tensión en el cabezal.

IV.2.4 SELLO FLEXIBLE.

Este método sigue exactamente los pasos de la inyección de resina epoxica, con la única diferencia que el sello utilizado no es rígido y puede ser usado en reparación de grietas sujetas a movimientos, donde la estética de la superficie no sea importante.

IV.2.5 RELLENO CON LECHADA.

IV.2.5-a Relleno con lechada de Cemento - Portland.

El procedimiento consiste en limpiar la grieta e instalar boquillas de entrada en ciertos intervalos sobre la grieta, sellarla con un aparato de inyección o rellenarla con lechada. Raspar la grieta y dejar limpia la superficie para probar el sello. La lechada puede contener agua y cemento o cemento, agua y arena fina dependiendo del ancho de la grieta.

IV.2.5-b Relleno Químico.

El relleno químico consiste de dos o mas soluciones químicas, estas combinadas forman una gelatina, un solido precipitante, o una espuma; es lo opuesto a la lechada de cemento que consiste en una suspensión de partículas solidas en el fluido.

Las ventajas del relleno químico incluyen la aplicabilidad en un medio ambiente húmedo, los limites de control del tiempo de gelatinización y su aplicación a trabajos muy finos. Las desventajas son el alto grado de habilidad que se necesita para un uso satisfactorio, su falta de resistencia y no es aplicable en seco.

IV.2.6 IMPREGNACION POLIMERICA.

El sistema monomer consiste de un liquido con pequeñas partículas orgánicas capaces de combinarse para formar un solido plástico. Estas tienen variaciones graduales de volatilidad, tóxicas, flamables y no se mezclan con el agua; son líquidos que se unen al concreto seco ocupando el vacío de la grieta. El sistema monomer es usado para la impregnación y contiene un catalizador. Cuando una grieta esta seca y se rellena con monomer y es polimerizado, esta quedara sellada y reparada estructuralmente. La desventaja es que si existe un poco de humedad el monomer no podrá unirse al concreto y la reparación no será satisfactoria, no es aplicable para sellar grietas finas.

IV.3 INYECCION DE GRIETAS CON RESINA EPOXICA

Como se pudo constatar, con los estudios realizados en el capítulo III, las grietas que aparecen en las pilas y cabezales del viaducto Tula I; fueron provocados por varios factores entre los cuales se encuentran, los efectos de temperatura, contracción plástica, etc., por esta razón podemos decir que, estas no están activas y por tal motivo solo se tendrá que realizar una reparación que permita proteger ala estructura y en especial al acero de refuerzo del intemperismo. Para tal efecto se utilizara el método de inyección de resina epoxica descrito anteriormente, ya que las resinas epoxicas tienen propiedades mecánicas excelentes de resistencia ala compresión, tensión, fuerza cortante, impacto, abrasión; además de gran velocidad para adquirir su resistencia y la adherencia a otros materiales, también presenta gran resistencia a los productos químicos.

Su aplicación es muy variada en la construcción, por nombrar algunas de estas están:

- unión de concreto fresco a viejo
- unión entre elementos prefabricados
- juntas
- revestimientos
- reestructuración de elementos de concreto

La formulación **EPOXICA** esta formada por una resina y un endurecedor, con el cual la resina reacciona formando un solido. Por esta razón es necesario que las porciones sean exactas y la mezcla sea lo mas íntima posible, se pueden incluir otros compuestos para modificar algunas propiedades físicas o químicas, del material.

IV.4 POSTENSADO DEL CABEZAL

Como pudimos darnos cuenta en el análisis descrito anteriormente (capítulo III) en los cabezales las zonas más afectadas son el corazón y la parte baja de las ménsulas en la dirección Z, aquí se presentan tensiones no muy grandes pero como ya se menciono los esfuerzos no son estáticos y por tal motivo la estructura puede estar sujeta a repeticiones de esfuerzos lo que podríamos llamar efecto de fatiga, de acuerdo con esto la solución propuesta es la siguiente. Aquí se presentaran los análisis hechos por el SAP90 para solucionar el problema de las tensiones en esos lugares un poco más adelante se dará una explicación del por que se colocaron.

Fig. 4.5

En esta figura se puede ver la solución propuesta para aliviar las tensiones que aparecen en el corazón y en las ménsulas del cabezal, esta se refiere a la colocación de 30 barras (1 1/4 in de diámetro), para postensar en la dirección Z, la condición de carga presentada toma en cuenta, el postensado completo del cabezal en la dirección Y, lo mismo que en la dirección Z, además de la condición de carga máxima (paso de dos ferrocarriles sobre la estructura), lo que podríamos denominar condición seis. Podemos apreciar la colocación de los cables en el plano X-Y, estos generan esfuerzos de compresión que contrarrestan los de tensión generados por la condición cinco.

Fig. 4.6

En la dirección X no cambia la configuración de los esfuerzos con respecto a la Fig. 3.14 presentada en el capítulo III que se refiere a la condición de carga cinco.

Fig. 4.7

En la dirección Z puede verse que los esfuerzos de tensión en el corazón de la estructura han desaparecido, aunque aparece uno mayor de 27 kg/cm² después de la reparación pero ya no aparece en ese lugar sino en el exterior de la estructura, el corte presentado es a la mitad del cabezal.

Fig. 4.8

Se presenta la misma condición pero en la zona exterior del elemento, aunque aquí si existen esfuerzos de tensión, estos pueden ser soportados por el refuerzo existente en esa zona.

Para evitar problemas posteriores en el cabezal, y especialmente en la zona central de este es necesario colocar acero de refuerzo en la dirección **Z**, ya que en este sentido se producen tensiones que el concreto tiene que tomar por si solo, como se vio en el análisis de los esfuerzos, en el corazón del cabezal el acero de refuerzo (estribos) se encuentran muy separados y no están unidos entre ellos según se muestra en los planos estructurales del puente, por tal motivo se colocaran 30 cables de postensado cuya finalidad será la de eliminar los esfuerzos de tensión generados en esa zona, también existen otras zonas sujetas a esas tensiones como lo son las partes bajas de la ménsula.

La solución propuesta consiste en colocar 30 cables que generaran una fuerza de 50 Ton cada uno, como antes se menciona los cables provocaran un esfuerzo de compresión que servirá para eliminar las tensiones en esos lugares, la elección del numero de cables y su posición se eligió tomando en consideración los resultados obtenidos por el **SAP90**.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en los capítulos anteriores podemos decir que las grietas observadas en el viaducto Tula I, se acentúan mas en las partes extremas del cabezal y en la parte superior del cuerpo de la pila, en estas partes se pueden identificar cuatro clases de grietas; inclinadas, verticales, horizontales y tipo mosaico..

Estas grietas fueron provocadas por la combinación de diferentes factores, entre los cuales se encuentran los efectos de la contracción plástica que pudo provocar en un principio el agrietamiento tipo mosaico que se presenta en las partes bajas de la ménsula y en algunas partes aisladas en los lados E y O del cuerpo de las pilas.

El postensado de los cables de unión entre el cabezal y la pila provocaron el agrietamiento vertical que se presenta en la parte superior del cuerpo de la pila y en muchos casos llegan a aparecer en los lados N y S en la misma región. En un principio estas fueron las causas del agrietamiento, pero al ponerse en servicio la vía de ferrocarril el problema empeoró por la acción de las cargas sobre la estructura; ya que los esfuerzos producidos por estas aunque no son muy altos se presentan en ciclos de carga y descarga provocando tensiones en el concreto; esto nos indica que las grietas pueden seguir extendiéndose si no se toma alguna medida.

Al analizar las resistencias de los corazones de concreto nos pudimos dar cuenta que el concreto utilizado tuvo deficiencias ya que los resultados fueron menores a los especificados por el reglamento. Sin embargo, podemos decir que este no es un problema grave ya que los análisis estructurales demuestran que los esfuerzos de compresión no son altos y están dentro de los rangos permisibles.

Se realizo un examen petrográfico el cual demostró que existen las condiciones para que aparezca una reacción álcali-agregado si no se toman medidas pertinentes.

Podemos concluir que el valor de los esfuerzos no es importante, pero si lo son los ciclos que estos producen. Aunque el análisis de la capacidad de carga demostró que la estructura soporta las cargas y los efectos que estas producen satisfactoriamente.

Nos dimos cuenta de que existe una zona bastante afectada en el corazón del cabezal en la dirección Z, se deben prever los efectos del intemperismo ya que estos son muy importantes en la degradación del concreto, la filtración del agua en las grietas, sobre todo en la parte superior esta provocando que la estructura se debilite, por el efecto de corrosión del acero. Por tal motivo se propuso la solución del postensado del cabezal; con esto se busca eliminar los esfuerzos de tensión y dar un refuerzo adicional.

Por todo lo antes descrito, nos podemos dar cuenta que las grietas no están activas, por tal motivo la propuesta de reparación general de las grietas se basa en la inyección de resinas epoxicas ya que las propiedades de resistencia a la compresión, tensión, cortante son excelentes además de su resistencia a los agentes químicos. Esta solución se propone para proteger el acero estructural de agentes nocivos, como puede ser la humedad, agentes químicos que pueden llegar del medio ambiente. También servirá para eliminar la probabilidad de que exista la reacción álcali-agregado lo cual puede agravar el agrietamiento.

En conclusión, las características encontradas en el Viaducto Tula I se pueden resumir en varios puntos:

- 1.- El examen visual demostró que los daños mas notables se encuentran en los extremos de los cabezales y en la parte superior del cuerpo de las pilas.
- 2.- Los factores que afectaron la estructura en un principio fueron los efectos de temperatura, contracción plástica y el postensado realizado para unir el cabezal a la pila.
- 3.- Los efectos de las cargas son importantes si se considera el efecto dinámico que estas producen (ciclos de carga y descarga).
- 4.- La resistencia de los corazones de concreto resulto baja; sin embargo, los esfuerzos de compresión son perfectamente resistidos por la estructura.
- 5.- El examen petrográfico demostró que existe el peligro de que aparezca la reacción álcali-agregado, la cual puede afectar aún más a la estructura.

6.- El análisis estructural demostró que el corazón del cabezal es una zona muy crítica, ya que existe poco acero y este pudo ser afectado por el intemperismo.

En resumen, podemos decir que las propuestas para el mejor funcionamiento del Viaducto Tula I son :

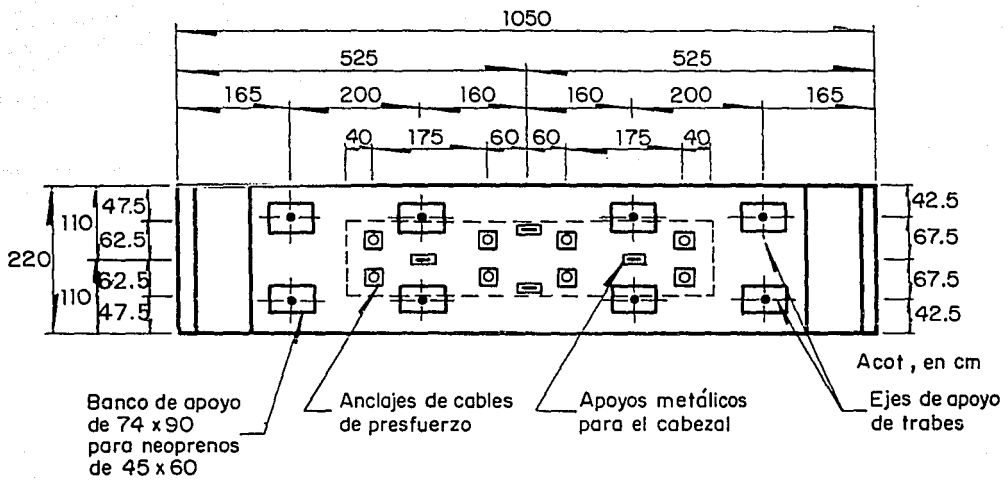
- 1.- La inyección de resinas epoxicas que servirá para proteger a la estructura y especialmente al acero de refuerzo del intemperismo, además de darle continuidad a la estructura donde aparecen las grietas.
- 2.- El postensado de cabezales, el cual se hace para reforzar esta parte de la estructura en la dirección Z y principalmente para aliviar los esfuerzos de tensión generados en el corazón del cabezal.
- 3.- Se recomienda observar la estructura después de la reparación el mayor tiempo posible; y realizar análisis estructurales tomando en cuenta las características del concreto y los agrietamientos existentes.

REFERENCIAS

1. Oscar M. González , Francisco Robles F.- V. " Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado". Segunda Edición México, Editorial Limusa 1985.
2. Edgar G. Navy " Concreto Reforzado un Enfoque Básico ". Primera Edición en Español, México Prentice Hall Hispanoamericana S.A. 1988.
3. IMCYC " Reglamento de las Construcciones de Concreto (ACI 318-83) y Comentarios ". Segunda Edición, México Editorial Limusa 1988.
4. Instituto de Ingeniería U.N.A.M. " Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D.D.F. ". México D.F. Noviembre de 1991.
5. Ing. Roberto Uribe Afif " Análisis Petrográfico de los Concretos del Puente Tula Hgo. (vía de ferrocarril México - Querétaro), y su Reactividad Alkali Agregado ". México D.F. Enero de 1992.
6. Roberto Meli Piralla " Diseño Estructural ". Segunda Edición México, Editorial Limusa 1989.
7. R. Park , T. Paulay " Estructuras de Concreto Reforzado ". Primera Edición México, Editorial Limusa 1978.
8. Reporte del Comité 345 del A.C.I. " Mantenimiento Rutinario de Puentes de Concreto ". Secretaria de Comunicaciones y Transporte, México D.F. Septiembre de 1987.

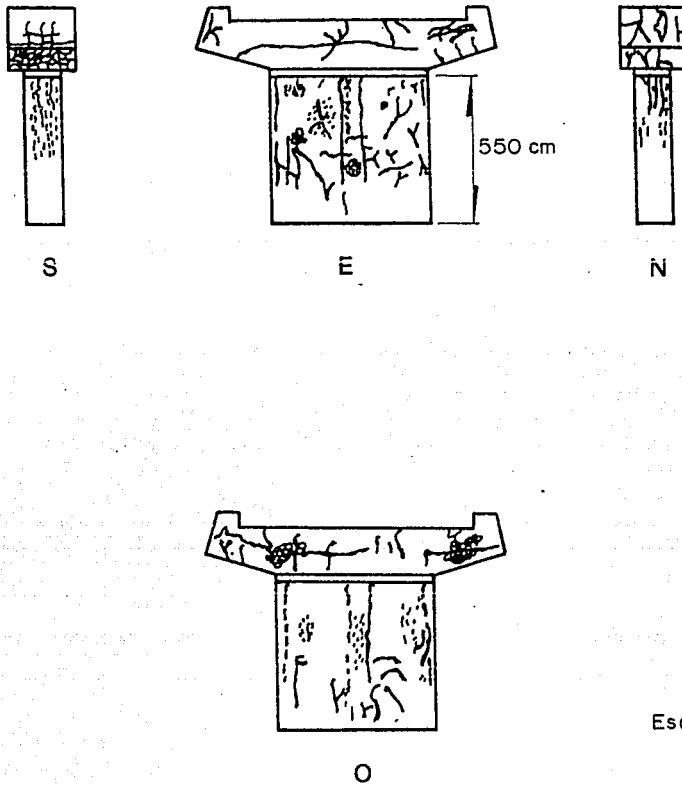
9. Revista IMCYC Volumen XIII No. 77 " Limpieza y Restauración de Estructuras de Concreto, México D.F. Noviembre - Diciembre 1975.
10. Larry J. Segerlind " Applied Finite Element Analysis ". John Wiley & Sons, Inc. New York 1937.
11. Ashraf Habibullah and Edward L. Wilson " SAP 90 A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures". Computers and Structures Inc. Berkel, y California 94704 U.S.A. Revised June 1991.
12. Ashraf Habibullah and Edward L. Wilson " SAPLOT An Interactive Display Prostoprosesor for SAP 90 Structural Analysis ". Computers and Structures Inc. Berkel, y California 94704 U.S.A. Revised June 1991.
13. Reported by ACI Committee 224 "Causes, Evaluati6n and Reapair of cracks in Concrete Structures " 1984 American Concrete Institute.
14. A. M. Neville " Tecnología del Concreto ". Tomo 2 IMCYC México D.F. Editorial Limusa 1979.
15. Ramon C. Beltan , Victor P. Silva " Introducci6n al Método del Elemento Finito". Divisi6n de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingenieria UNAM.
16. Carlos J. Mendoza " Comportamiento a Corto y Largo Plazo de Vigas Presforzadas de concreto". Informe Tecnico, Instituto de ingenieria UNAM. Marzo 1985
17. American Railway Engeneering Association " Espesifications for Movable Railway Birdges - Chicago- American Railway Engeneering Association 1953.

FIGURAS



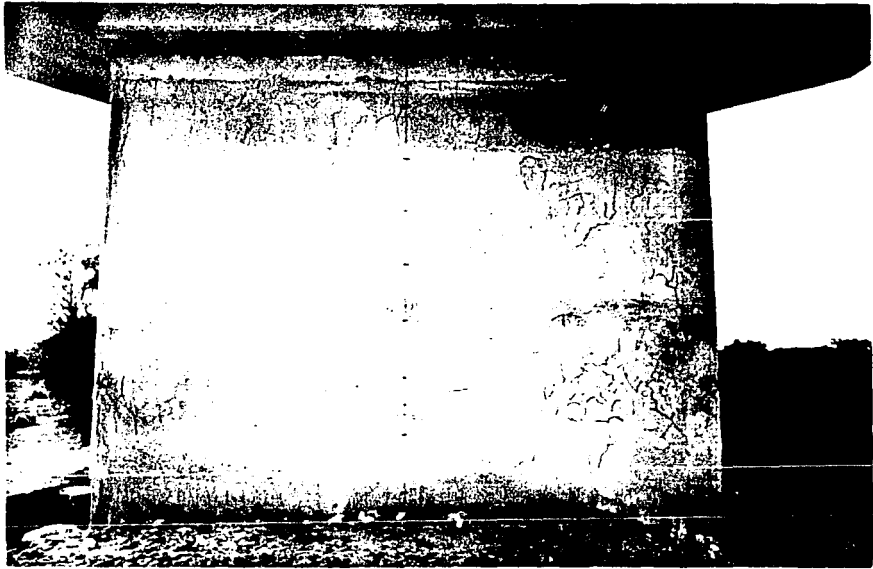
Vista superior del cabezal

Fig. 2.2 Detalle de los apoyos del cabezal y de las vigas.



Esc. 1:200

Fig. 2.3 Viaducto Tula I, Pila 02

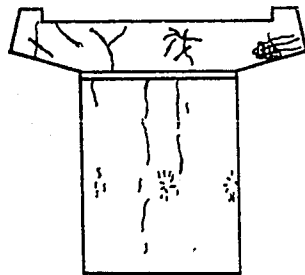
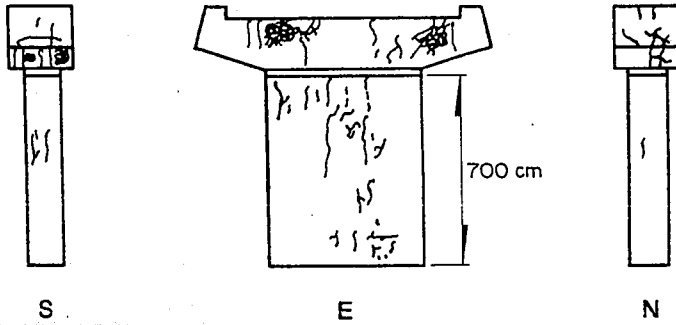


ESTE



OESTE

Fig. 2.4 Viaducto Tula I, Pila 02

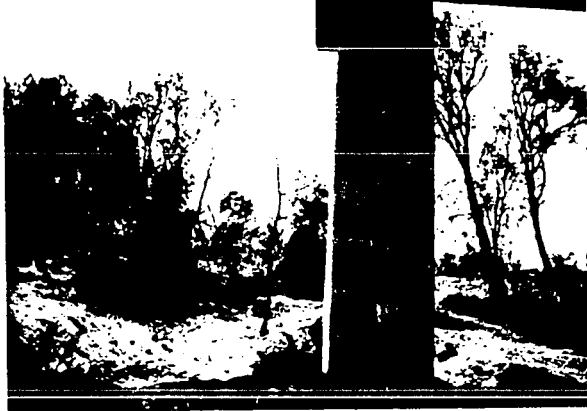


Esc. 1:200

Fig. 2.5 Viaducto Tula I, Pila 03

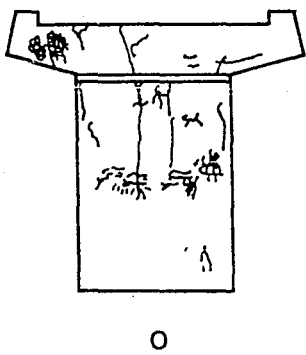
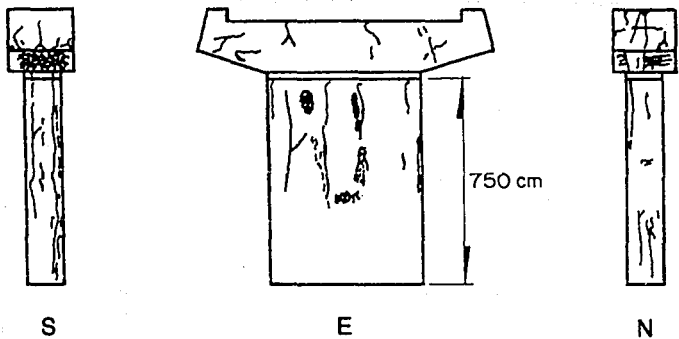


OESTE



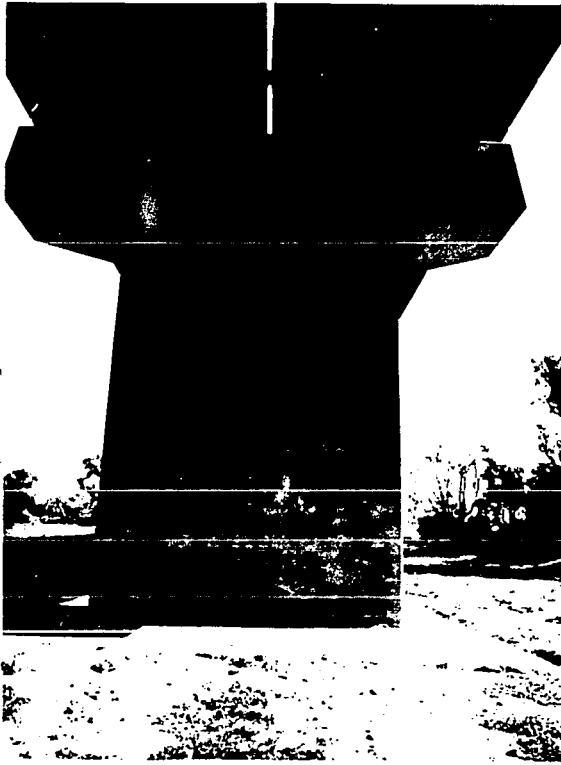
NORTE

Fig. 2.6 Viaducto Tula I, Pila 03

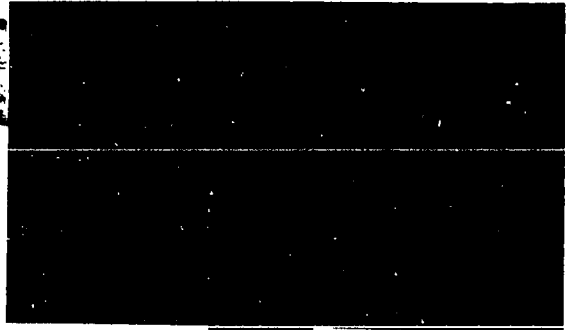


Esc. 1:200

Fig. 2.7 Viaducto Tula I, Pila 04



OESTE



NORTE

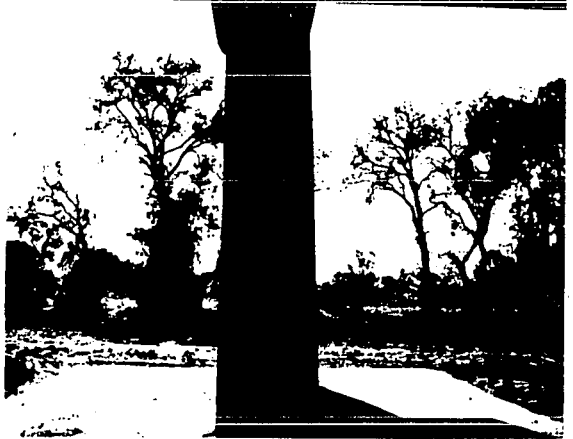
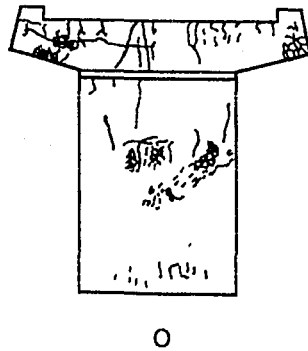
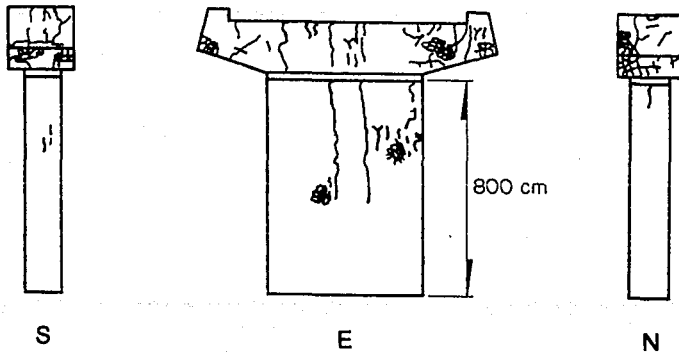
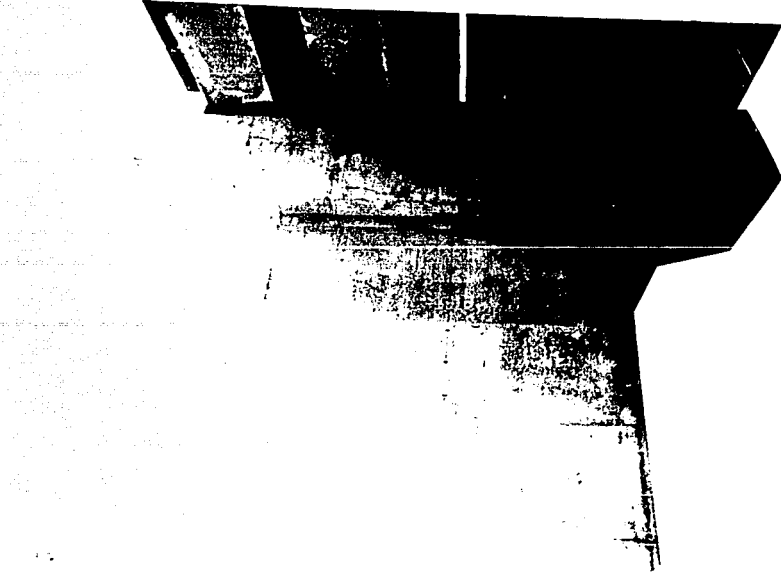


Fig. 2.8 Viaducto Tula I, Pila 04

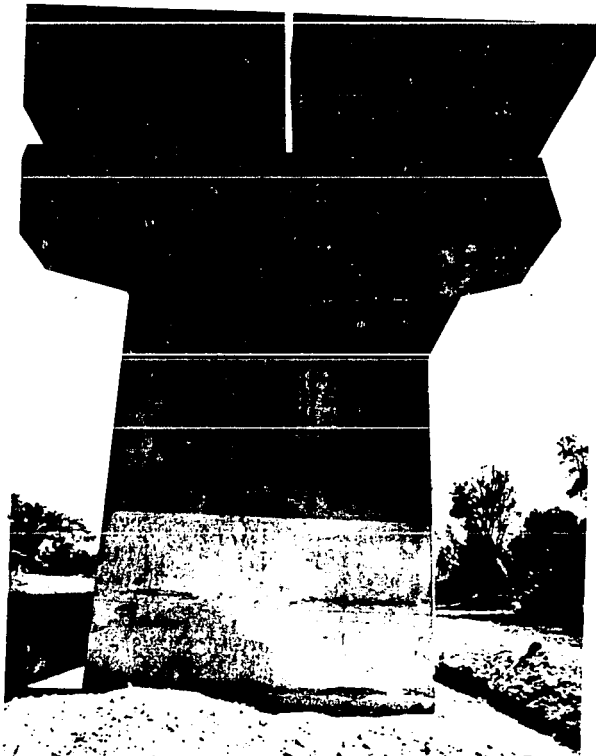


Esc. 1:200

Fig. 2.9 Viaducto Tula I, Pila 05

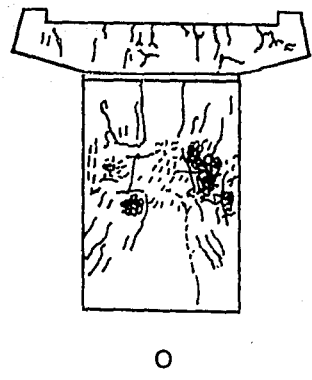
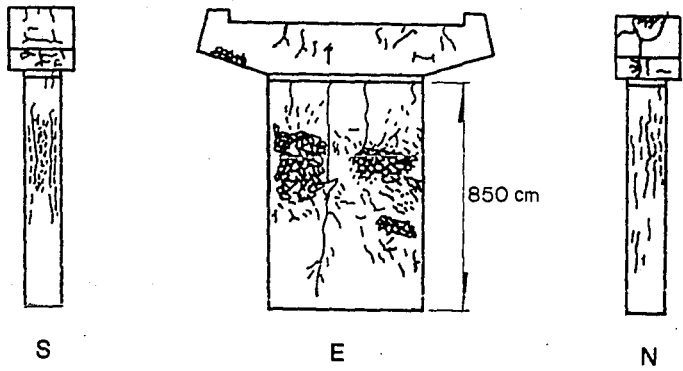


ESTE



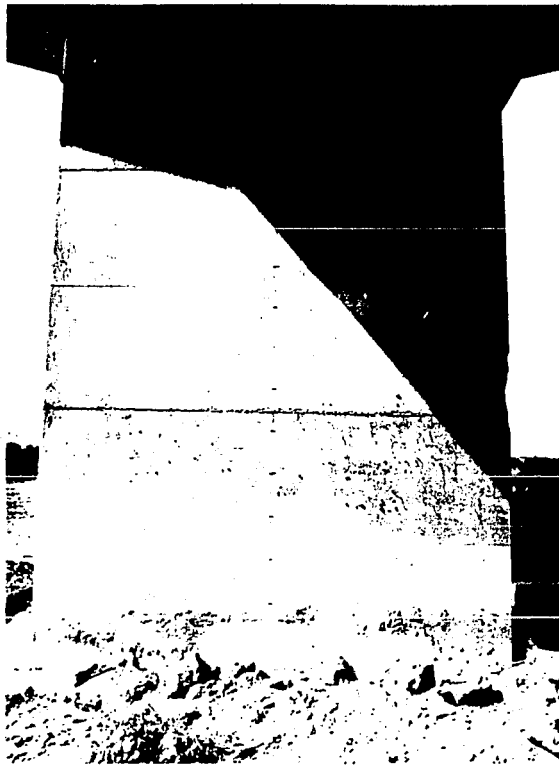
OESTE

Fig. 2.10 Viaducto Tula I, Pila 05

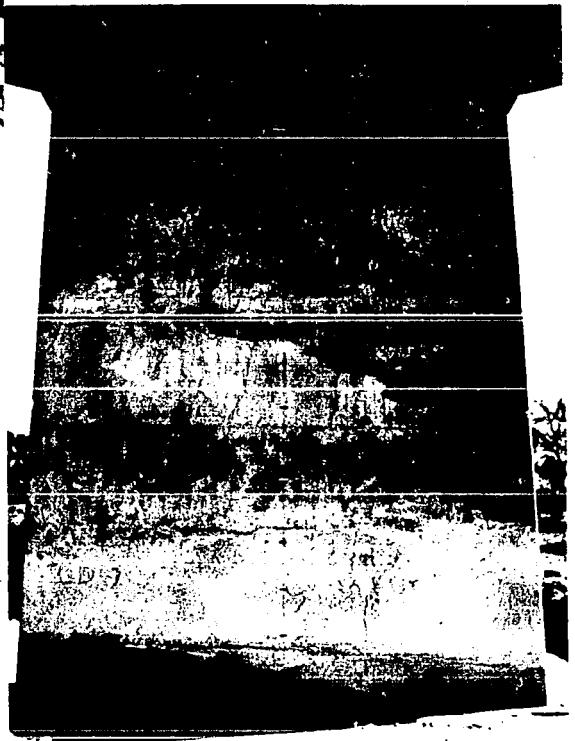


Esc. 1:200

Fig. 2.11 Viaducto Tula I, Pila 06



ESTE



OESTE

Fig. 2.12 Viaducto Tula I, Pila 06

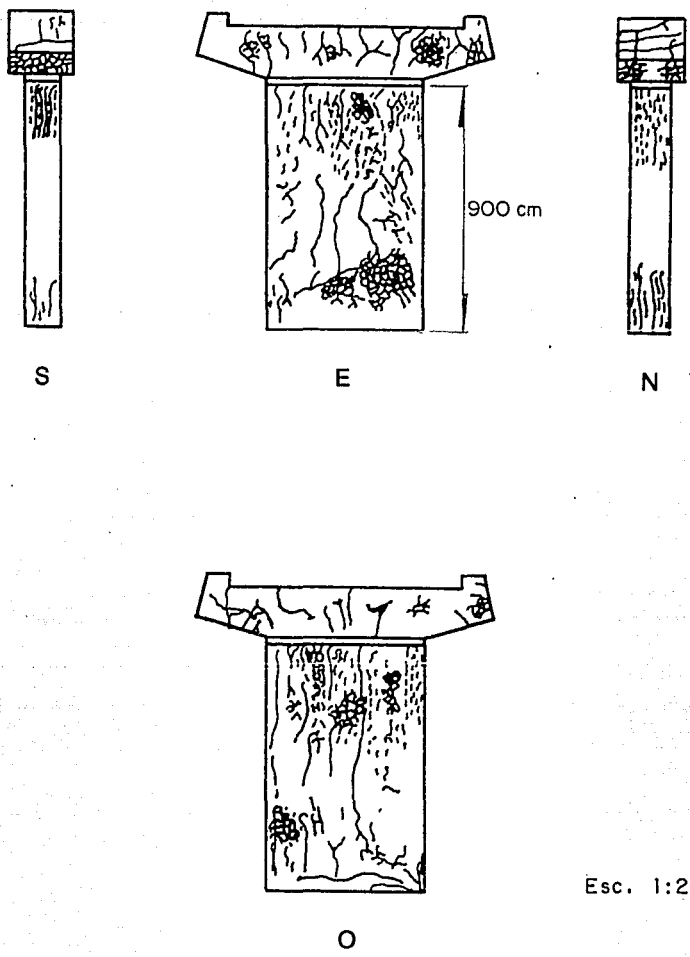
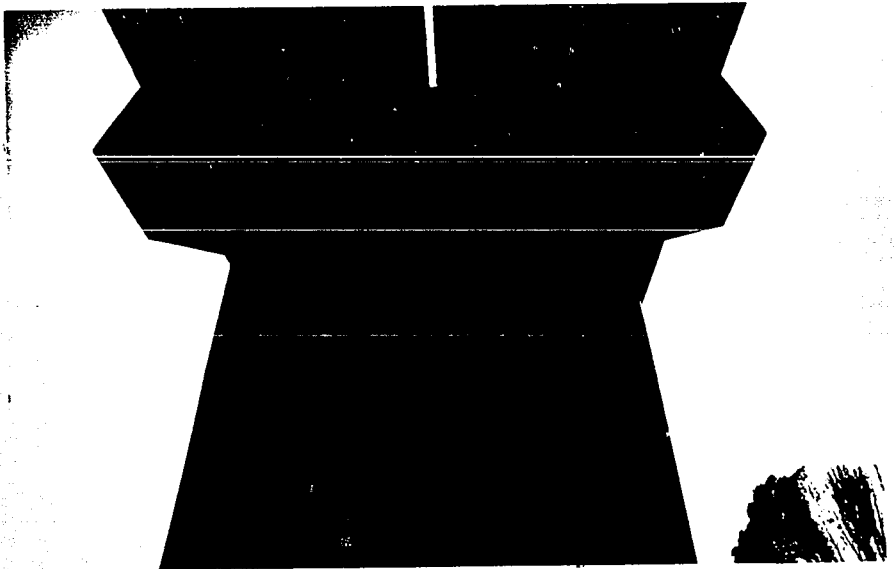


Fig. 2.13 Viaducto Tula I, Pila 07

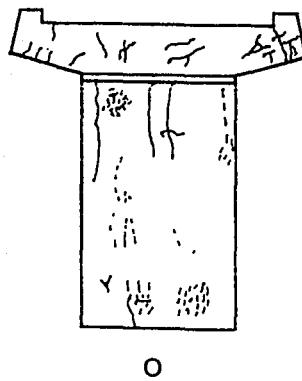
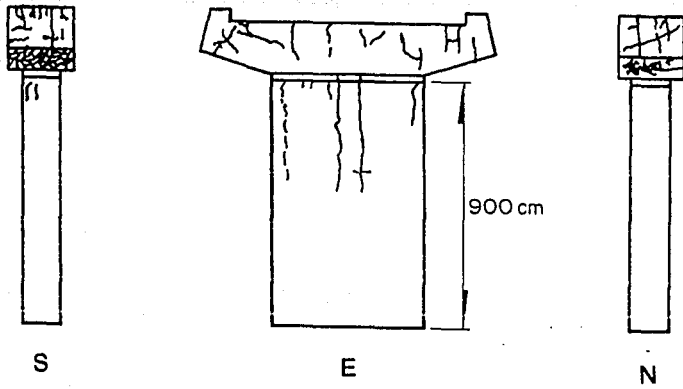


ESTE



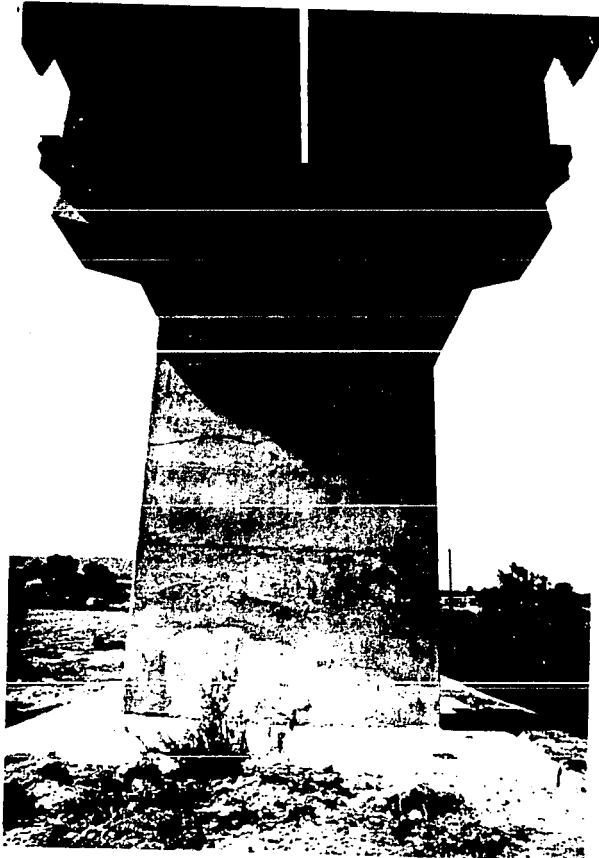
OESTE

Fig. 2.14 Viaducto Tula I, Pila 07



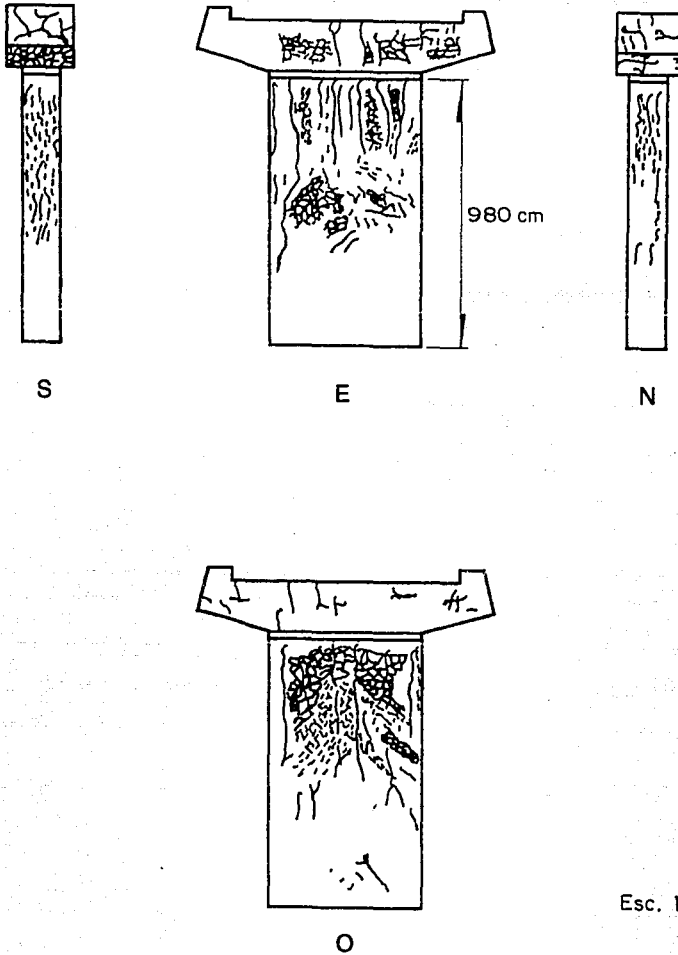
Esc. 1:200

Fig. 2.15 Viaducto Tula I, Pila 08



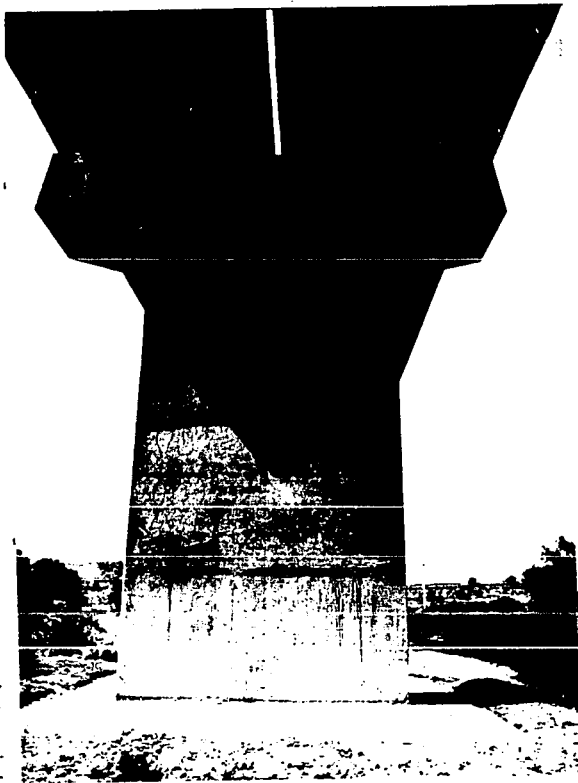
ESTE

Fig. 2.16 Viaducto Tula I, Pila 08

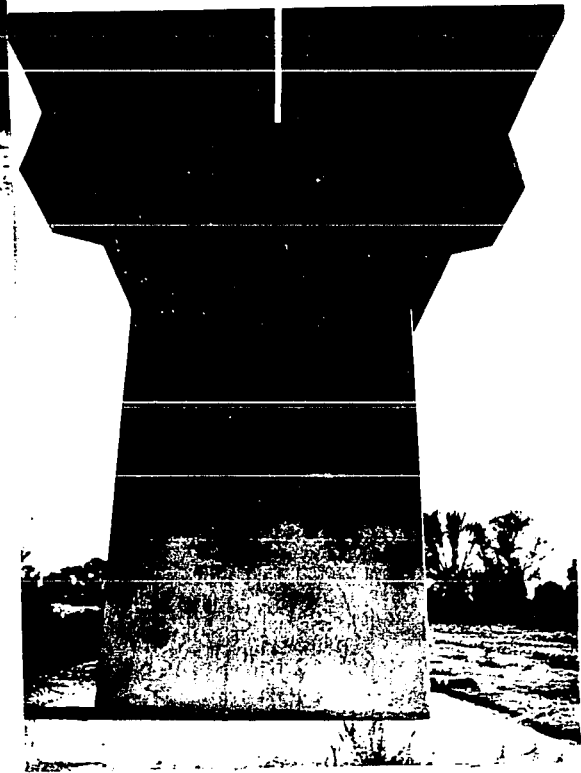


Esc. 1 : 200

Fig. 2.17 Viaducto Tula I, Pila 09

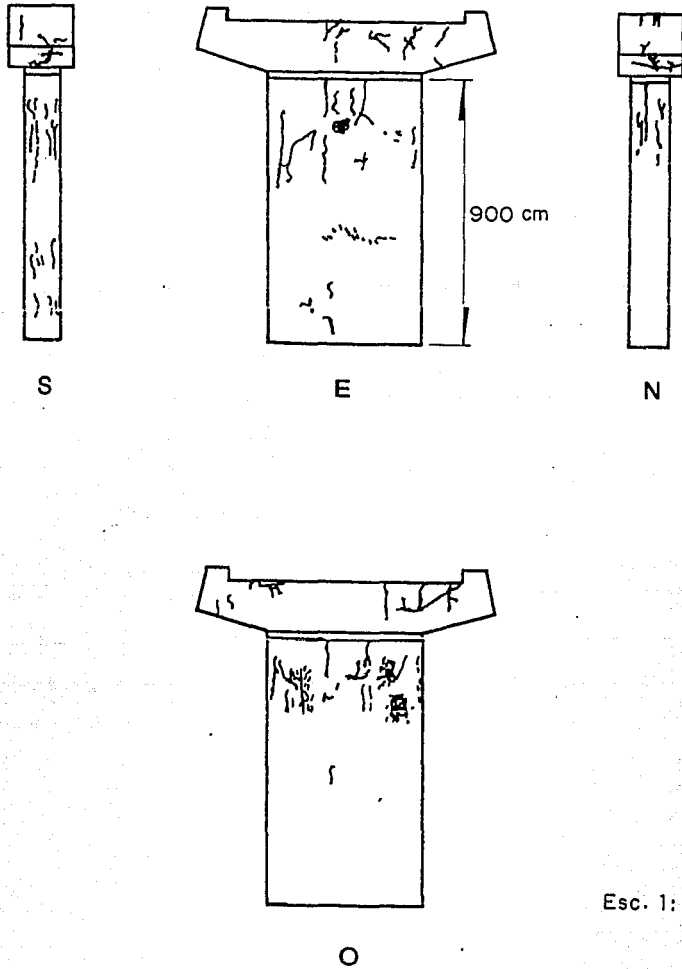


ESTE



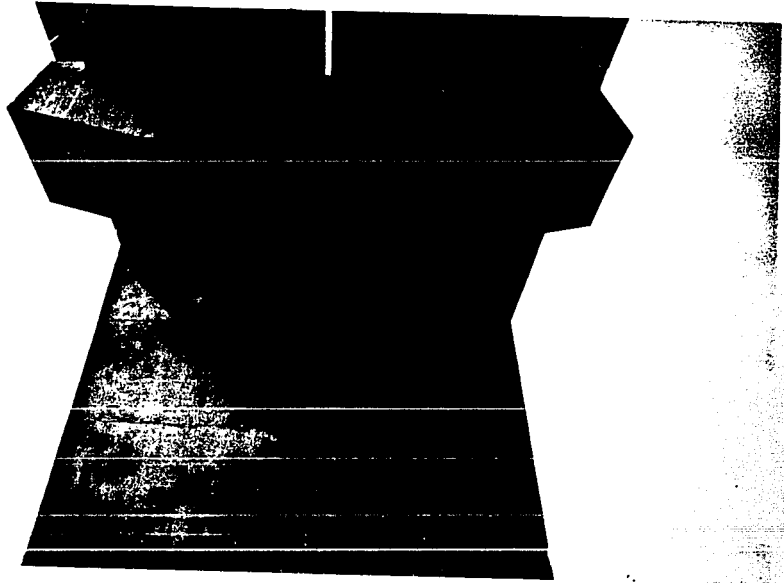
OESTE

Fig. 2.18 Viaducto Tula I, Pila 09

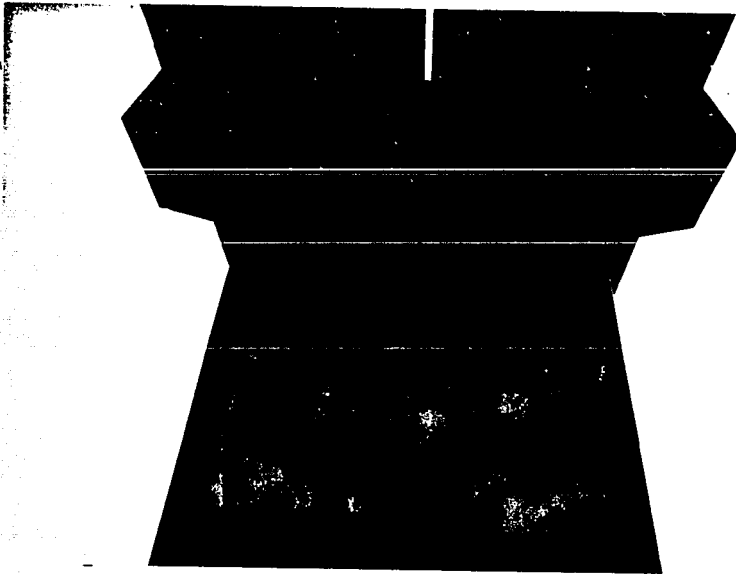


Esc. 1:200

Fig. 2.19 Viaducto Tula I, Pila 10

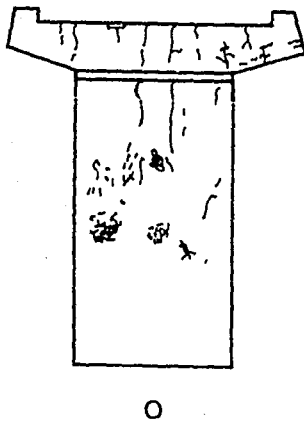
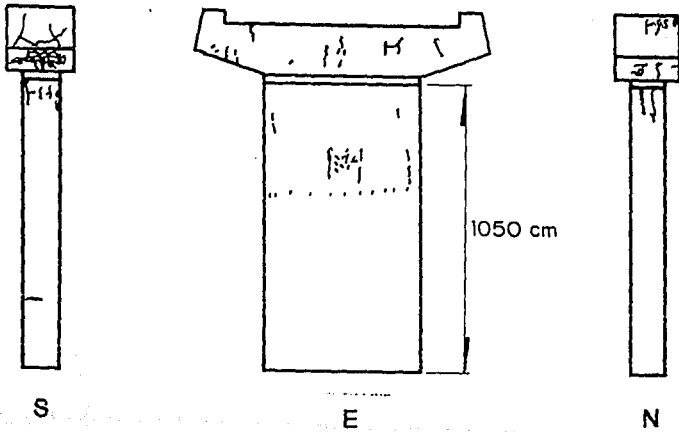


ESTE



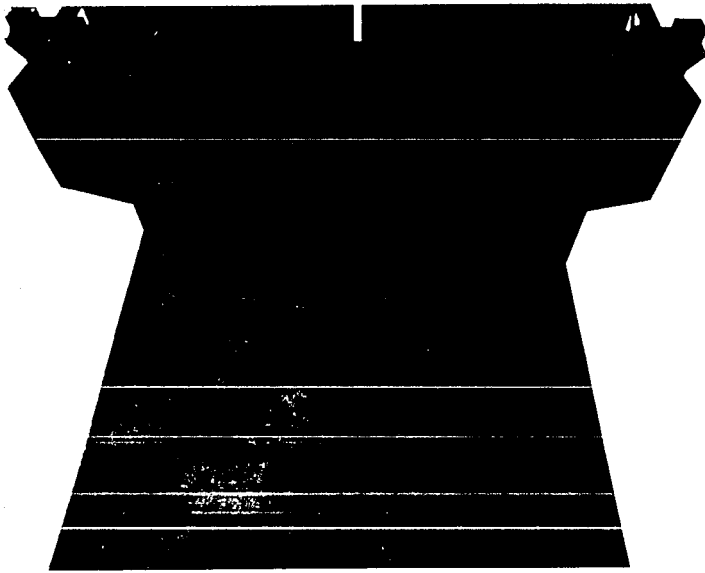
OESTE

Fig. 2.20 Viaducto Tula I, Pila 10

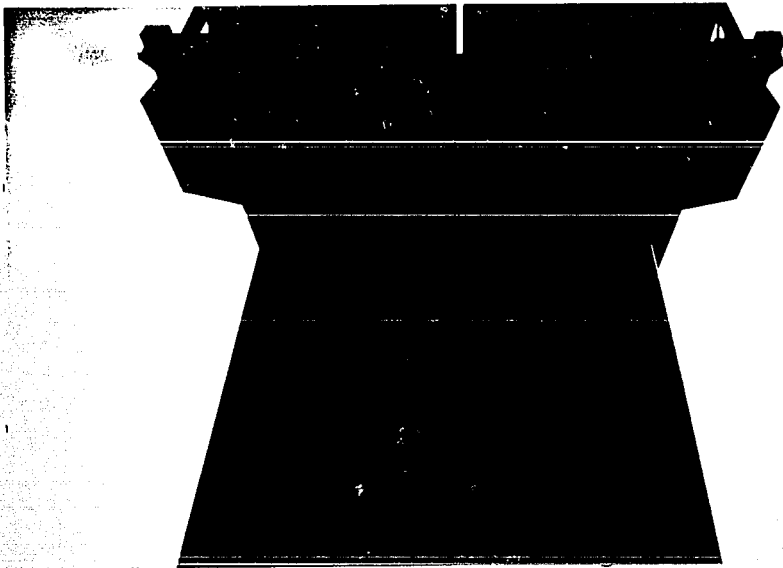


Esc. 1:200

Fig. 2.21 Viaducto Tula I, Pila 11

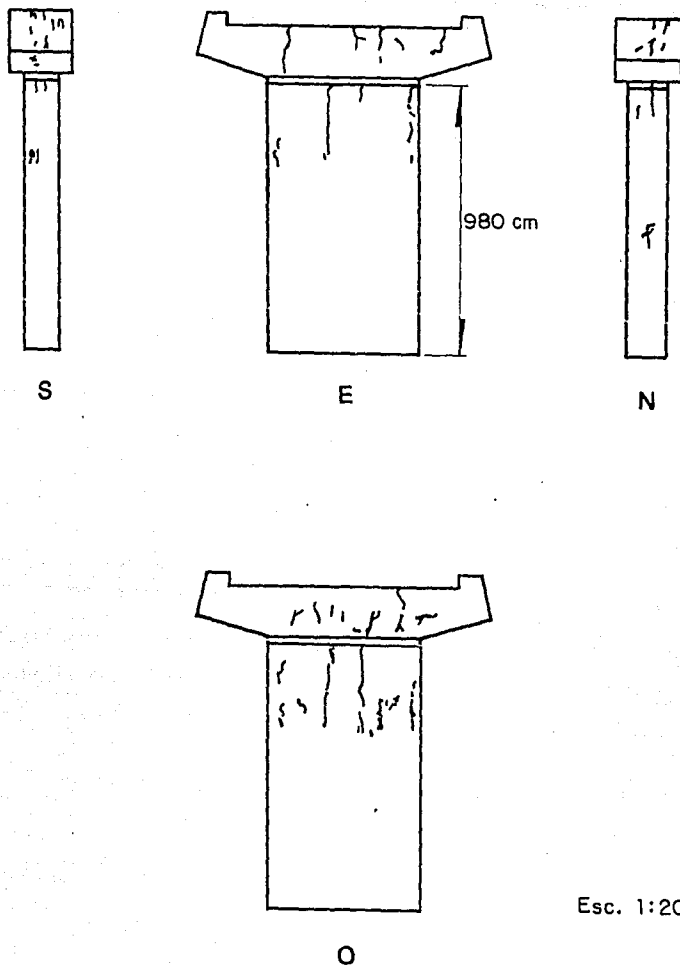


ESTE



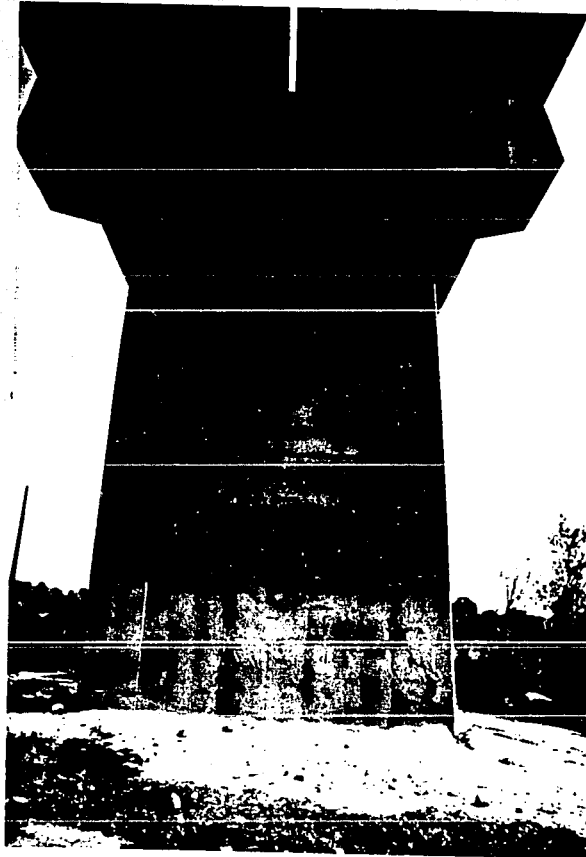
OESTE

Fig. 2.22 Viaducto Tula I, Pila 11



Esc. 1:200

Fig. 2.23 Viaducto Tula I, Pila 12



OESTE

Fig. 2.24 Viaducto Tula I, Pila 12

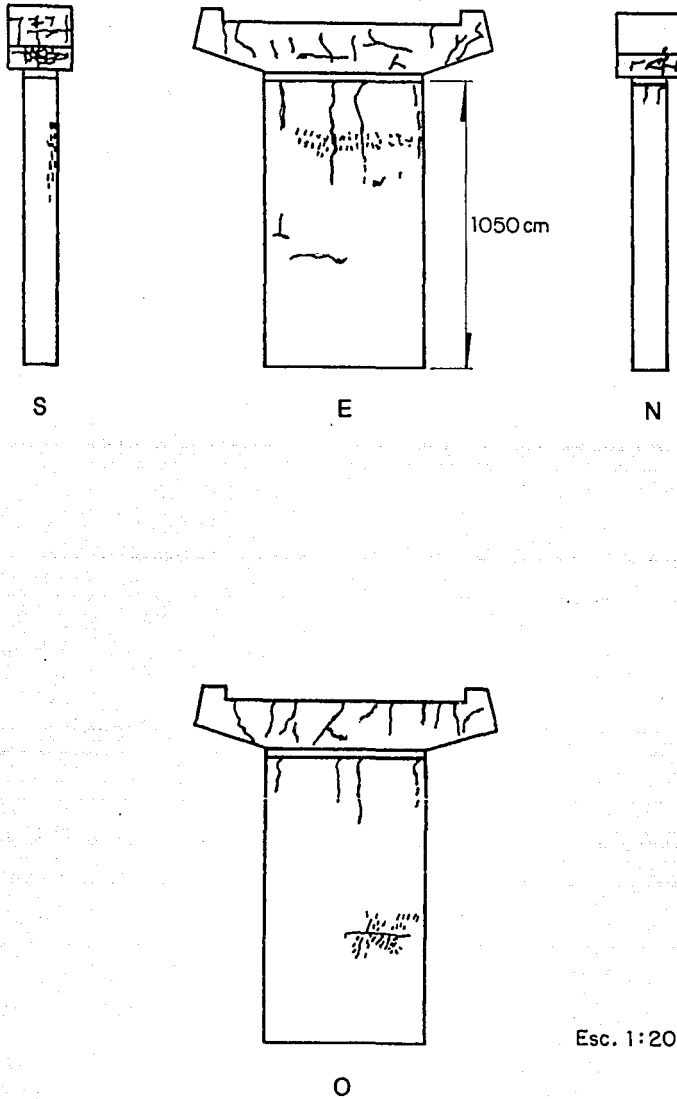
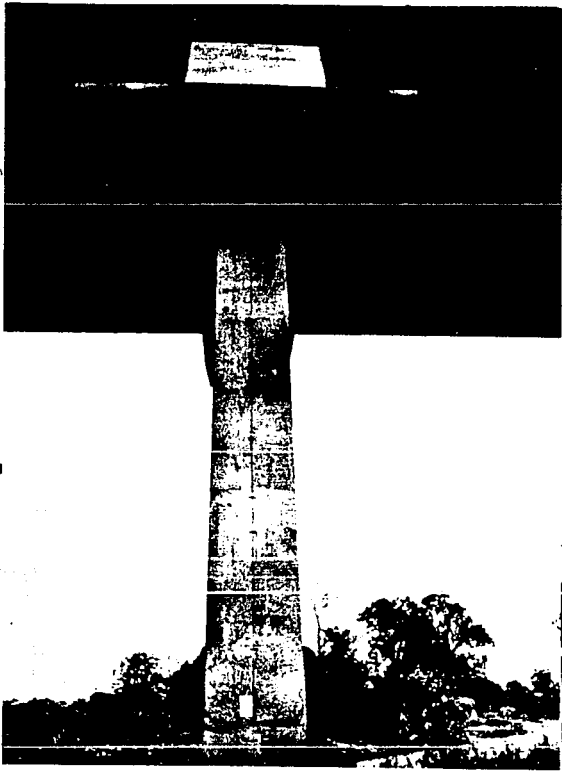
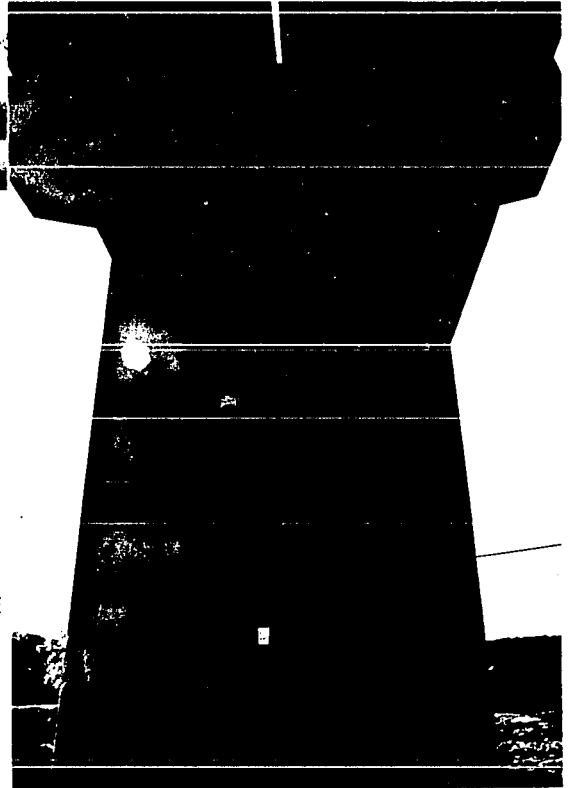


Fig. 2.25 Viaducto Tula I, Pila 13

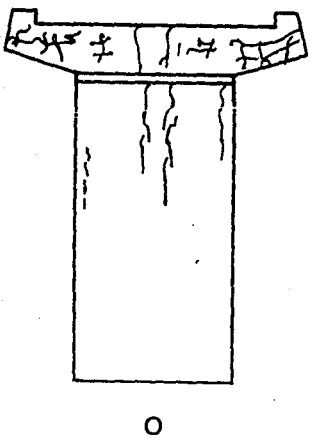
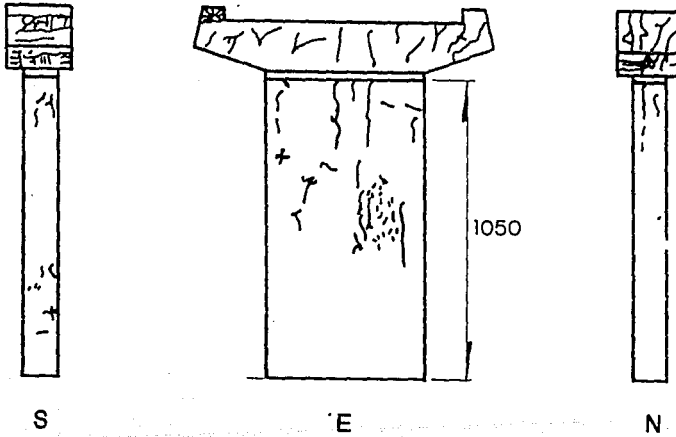


.SUR



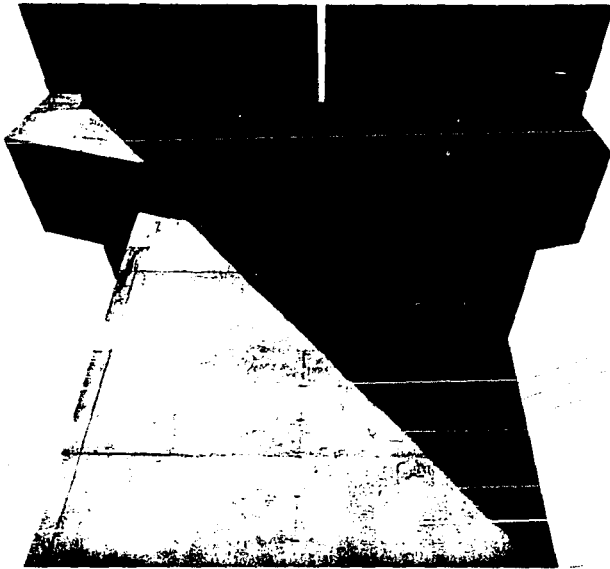
ESTE

Fig. 2.26 Viaducto Tula I, Pila 13

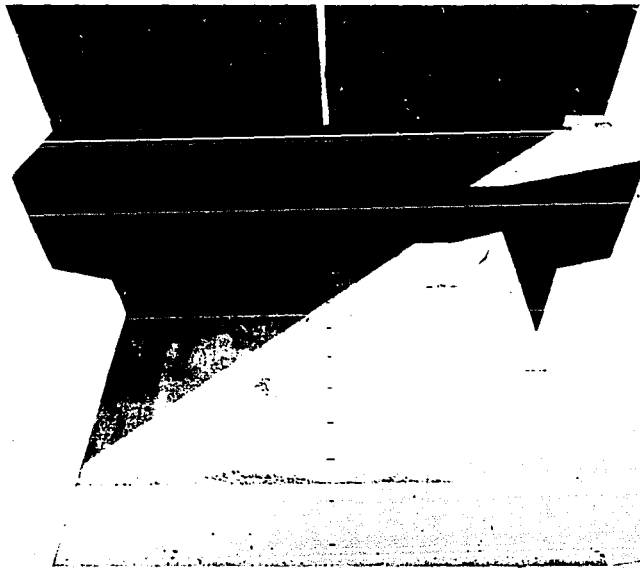


Esc. 1:200

Fig. 2.27 Viaducto Tula I, Pila 14

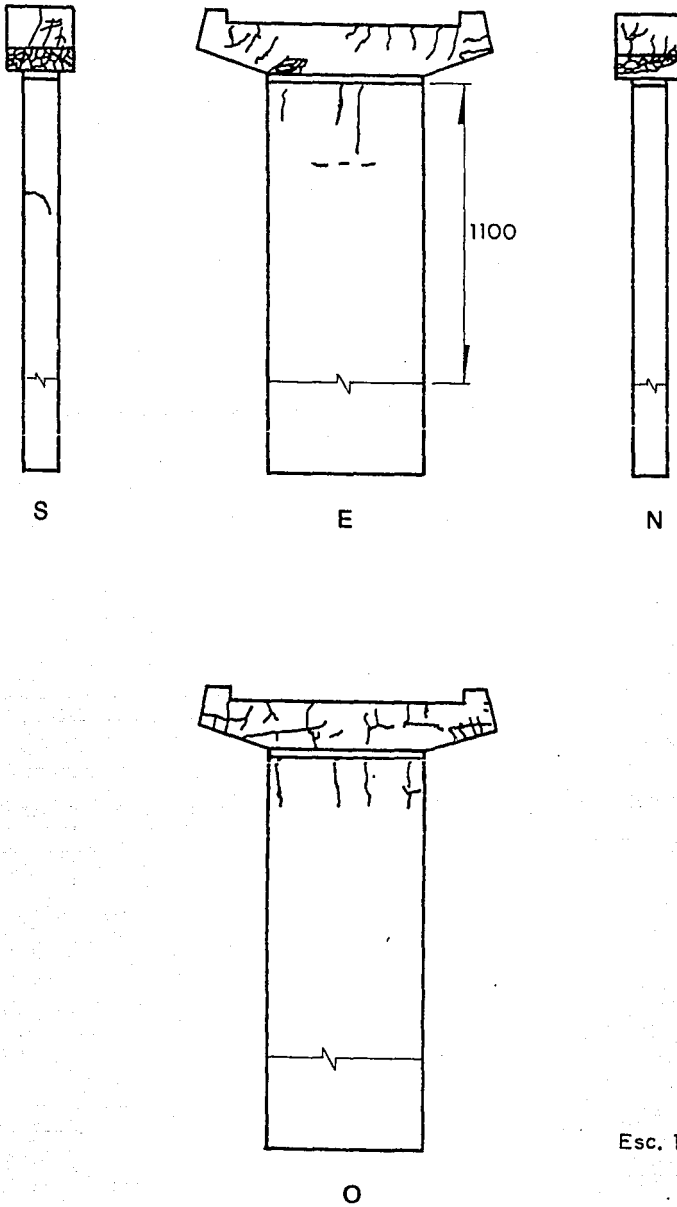


ESTE



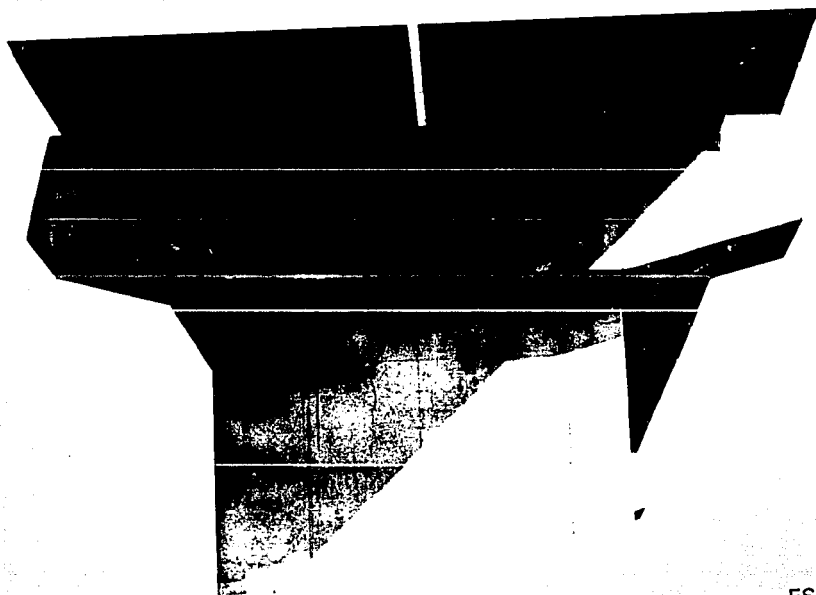
OESTE

Fig. 2.28 Viaducto Tula I, Pila 14



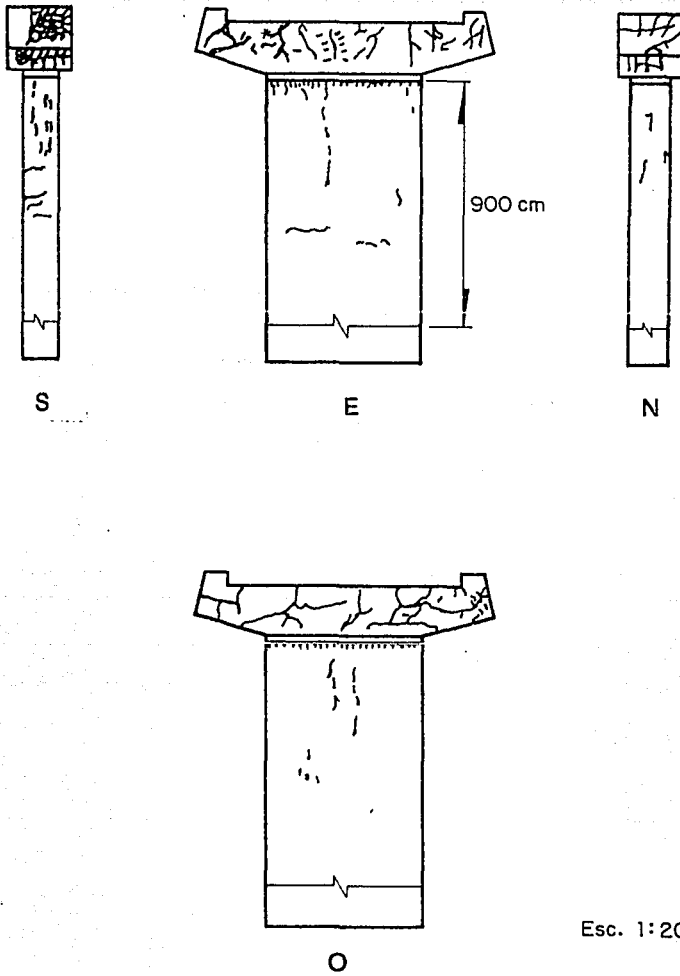
Esc. 1:200

Fig. 2.29 Viaducto Tula I, Pila 15



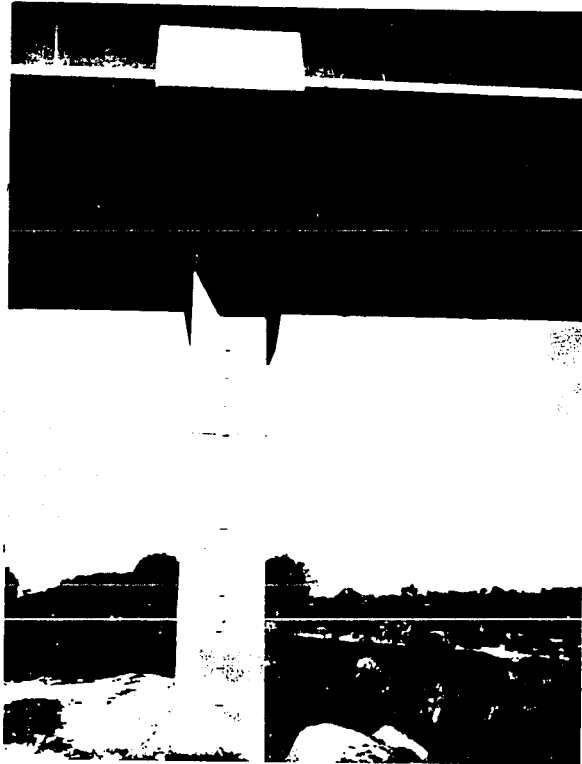
ESTE

Fig. 2.30 Viaducto Tula I, Pila 15

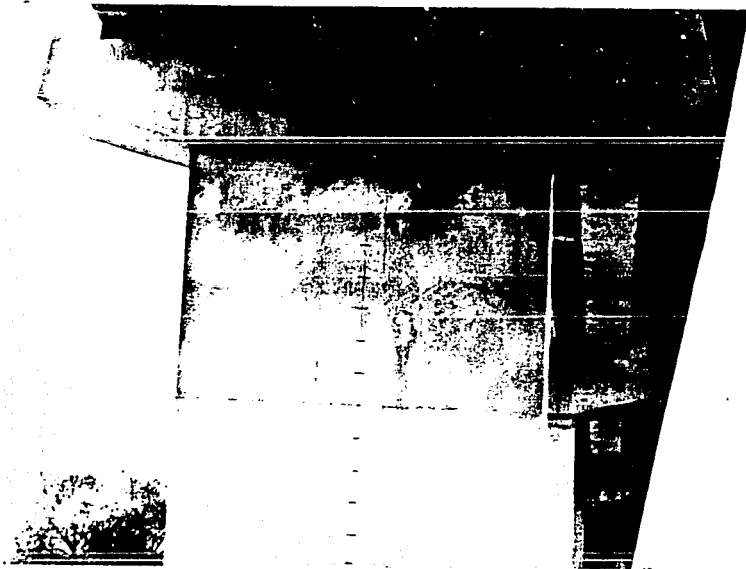


Esc. 1:200

Fig. 2.31 Viaducto Tula I, Pila 16

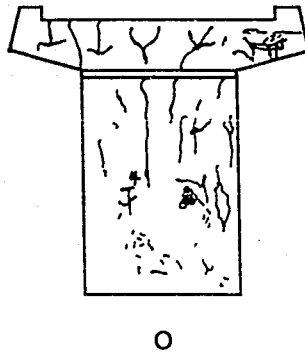
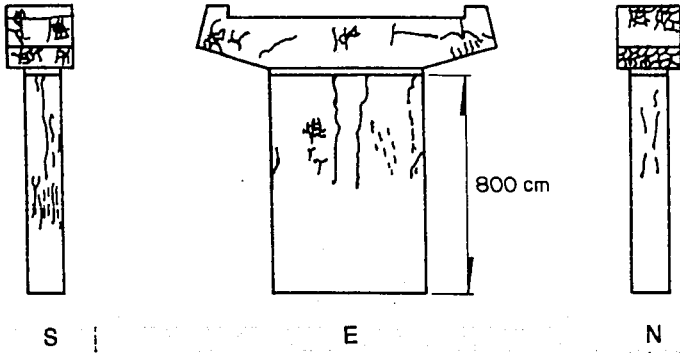


SUR



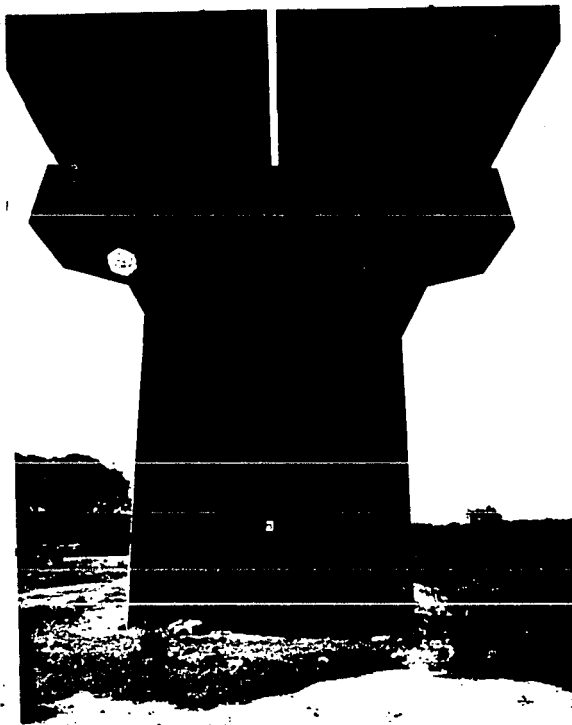
ESTE

Fig. 2.32 Viaducto Tula I, Pila 16

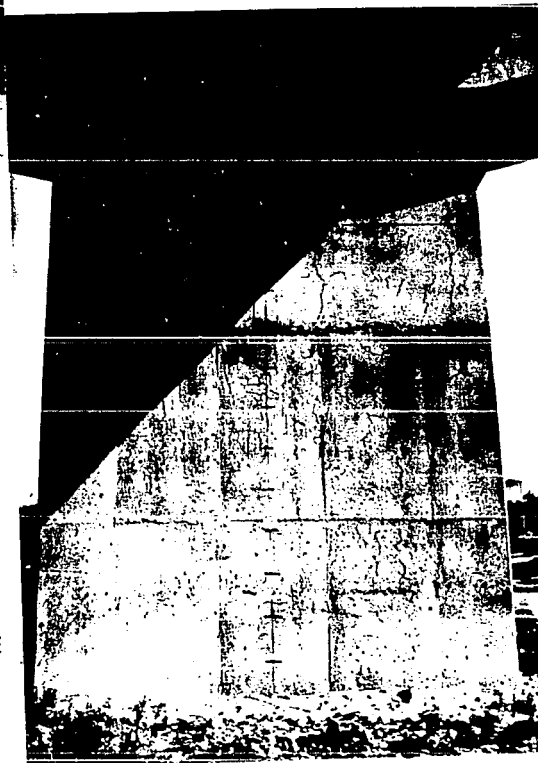


Esc. 1:200

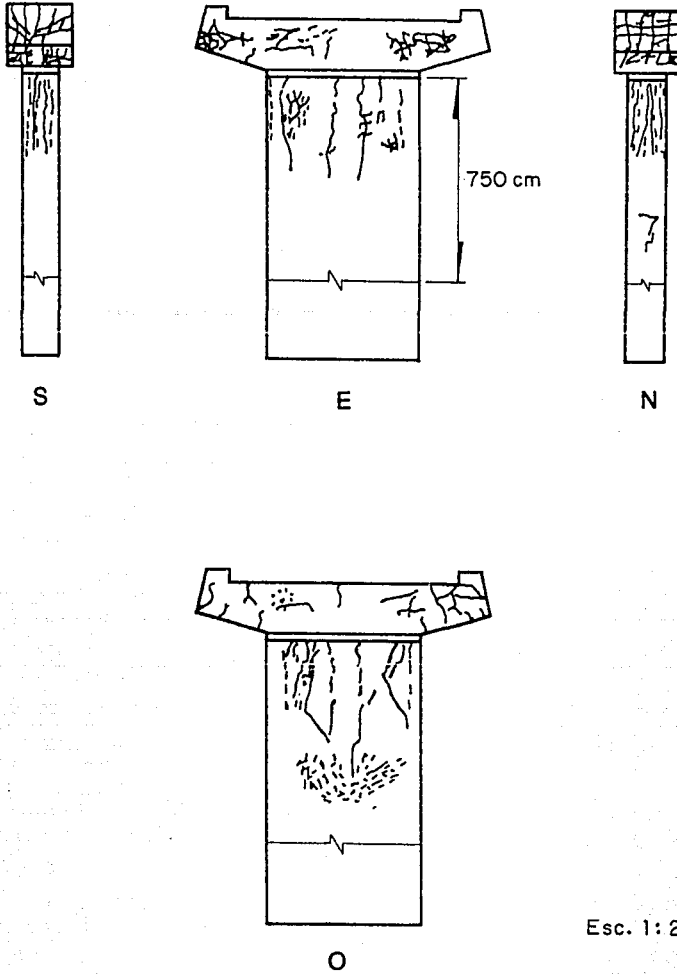
Fig. 2.33 Viaducto Tula I, Pila 17



ESTE

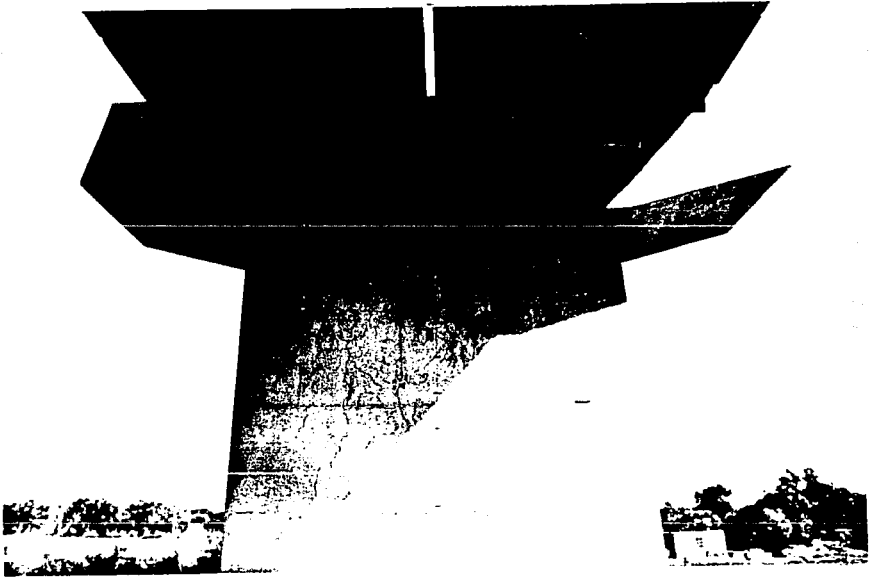


OESTE

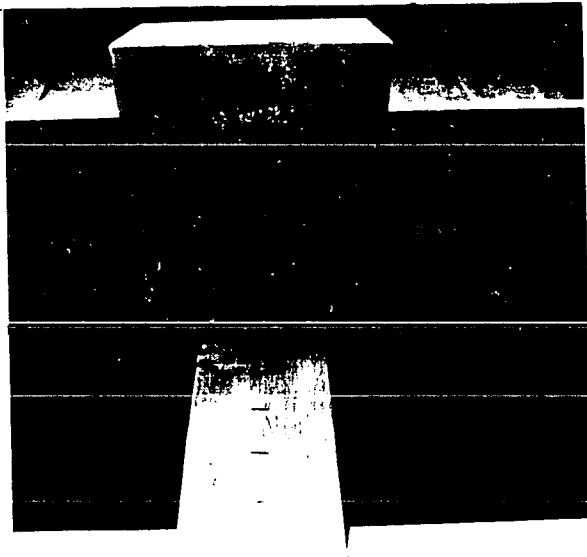


Esc. 1: 200

Fig. 2.35 Viaducto Tula I, Pila 18

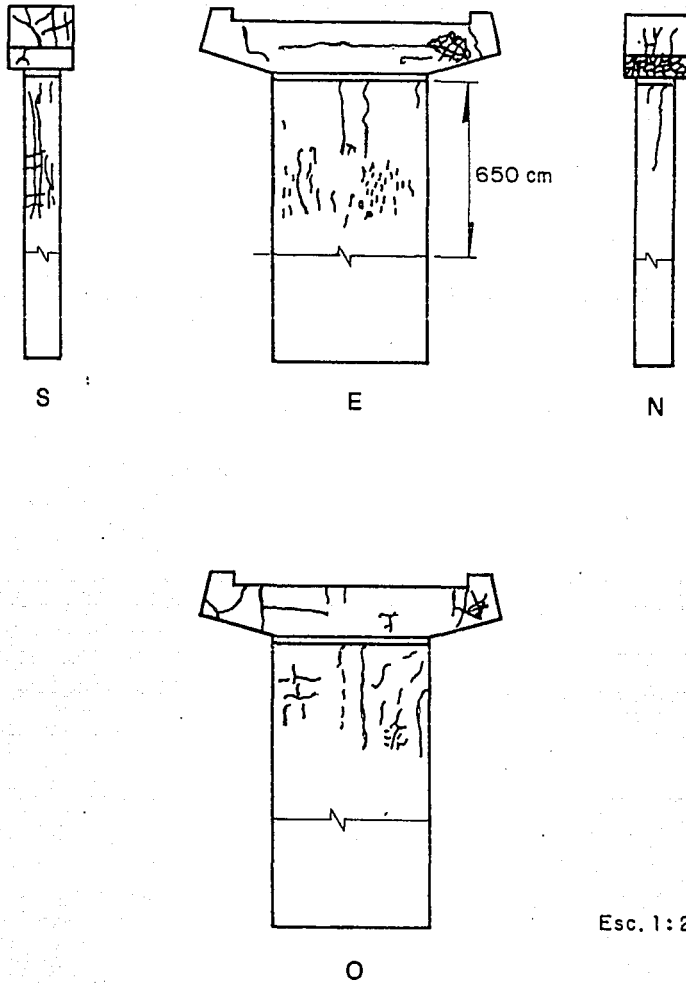


OESTE



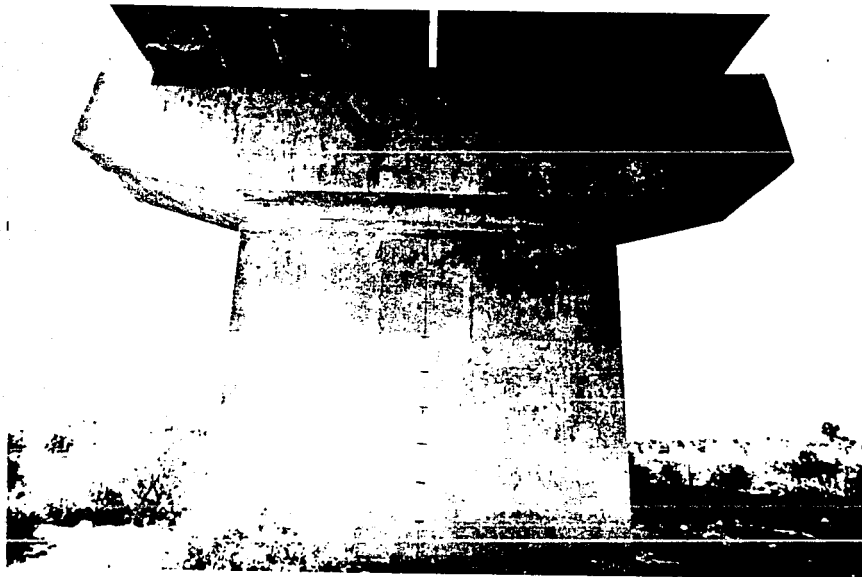
NORTE

Fig. 2.36 Viaducto Tula I, Pila 18

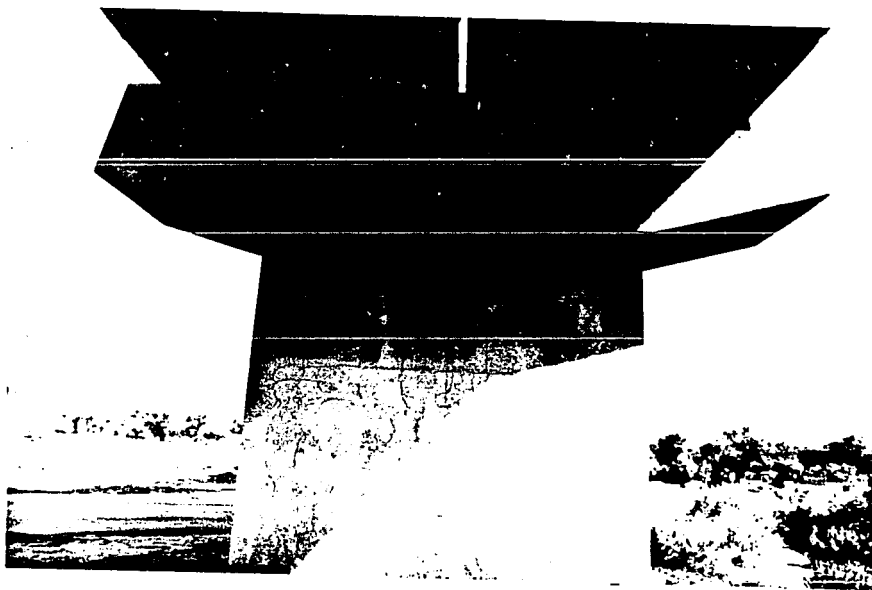


Esc. 1:200

Fig. 2.37 Viaducto Tula I, Pila 19

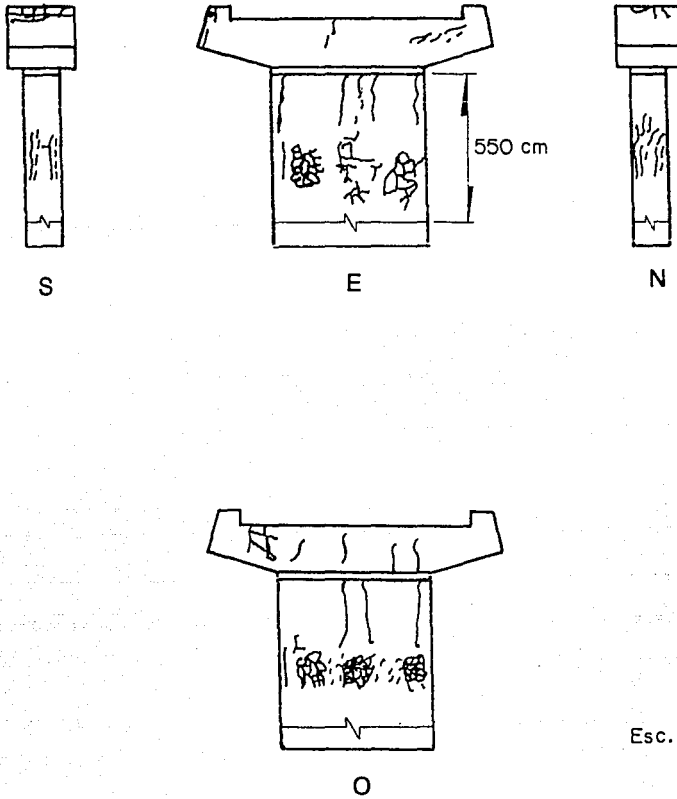


ESTE



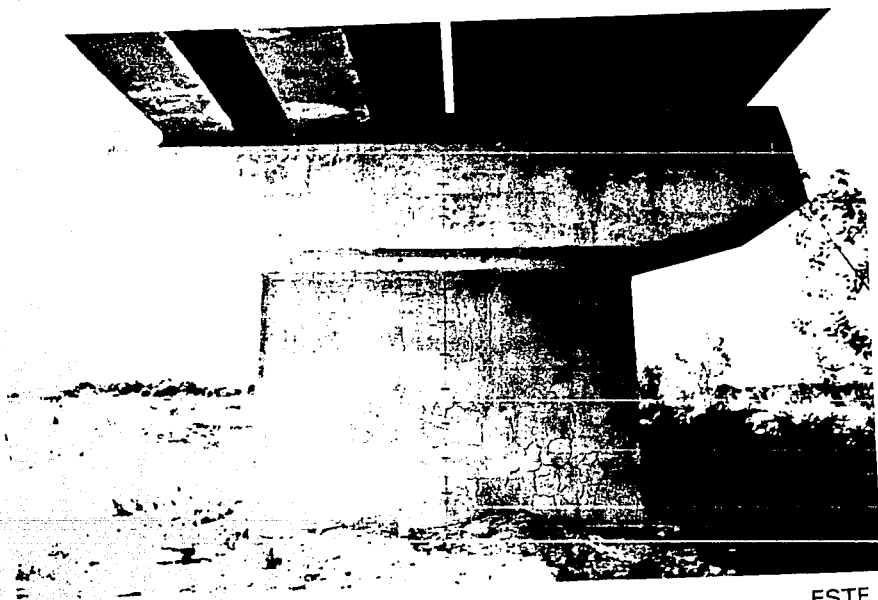
OESTE

Fig. 2.38 Viaducto Tula I, Pila 19

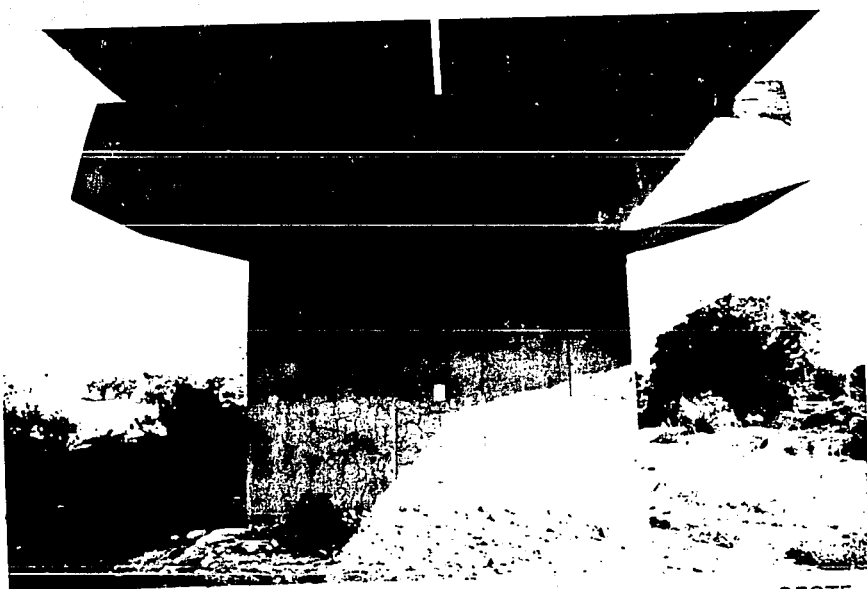


Esc. 1:200

Fig. 2.39 Viaducto Tula I, Pila 20



ESTE



OESTE

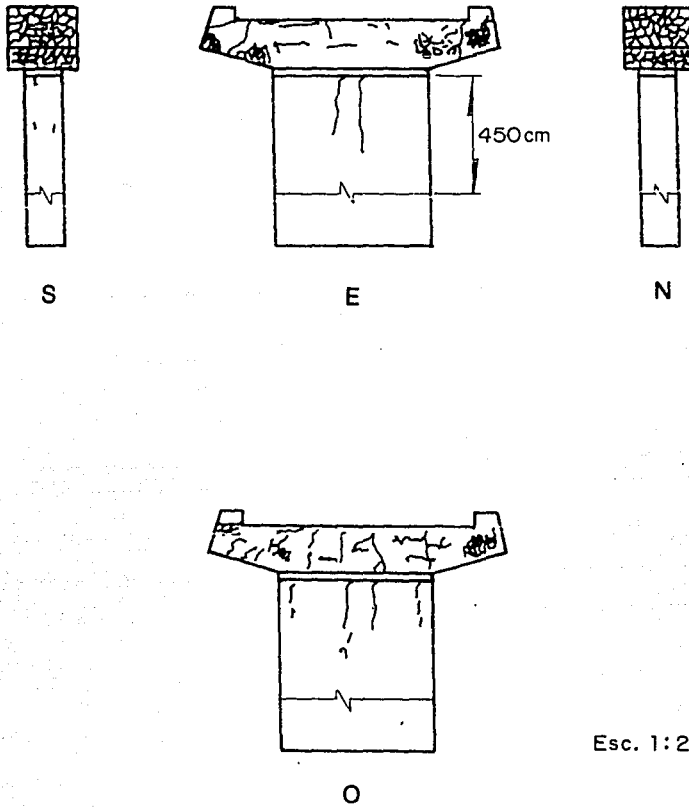
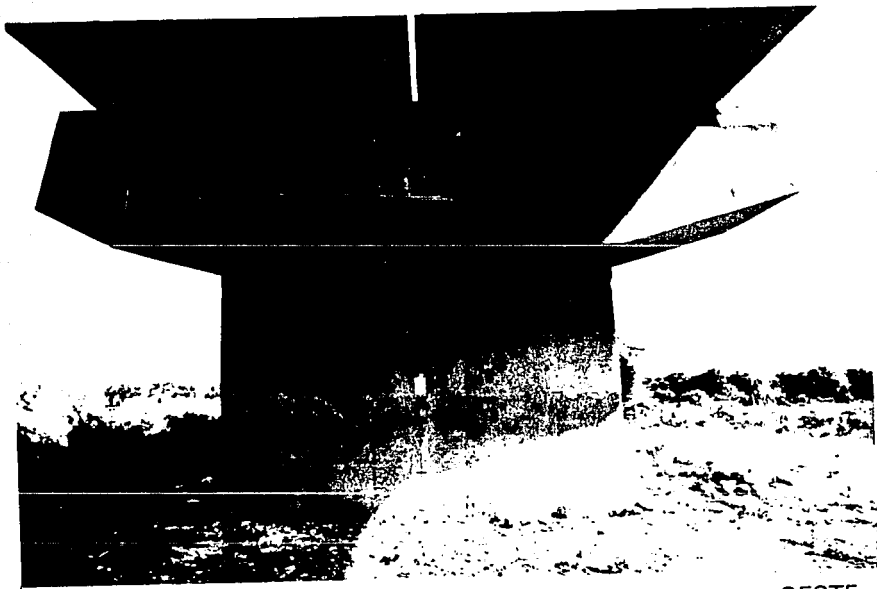
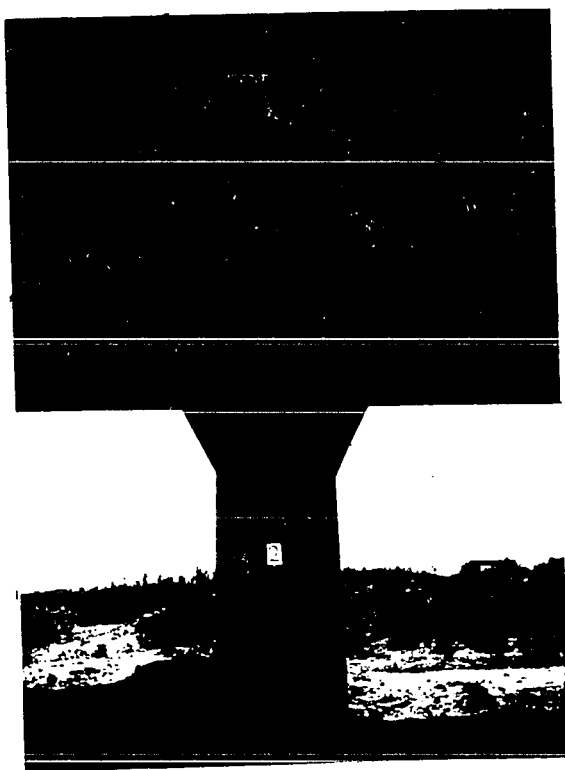


Fig. 2.41 Viaducto Tula I, Pila 21

Esc. 1:200



OESTE



NORTE

Fig. 2.42 Viaducto Tula I, Pila 21

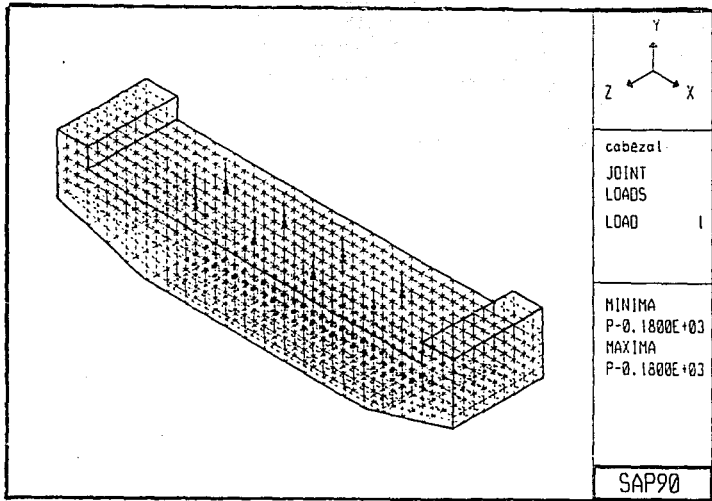


Fig. 3.8 Condición 1, Configuración general

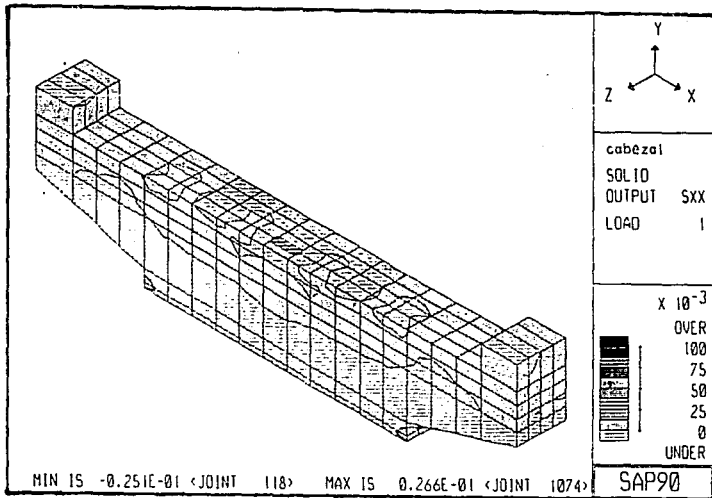


Fig. 3.9 Condición 1, esfuerzos en X

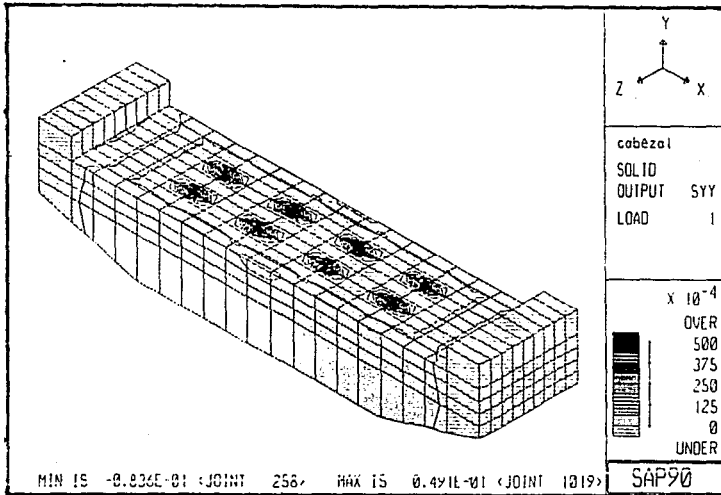


Fig. 3.10 Condición 1, esfuerzos en Y

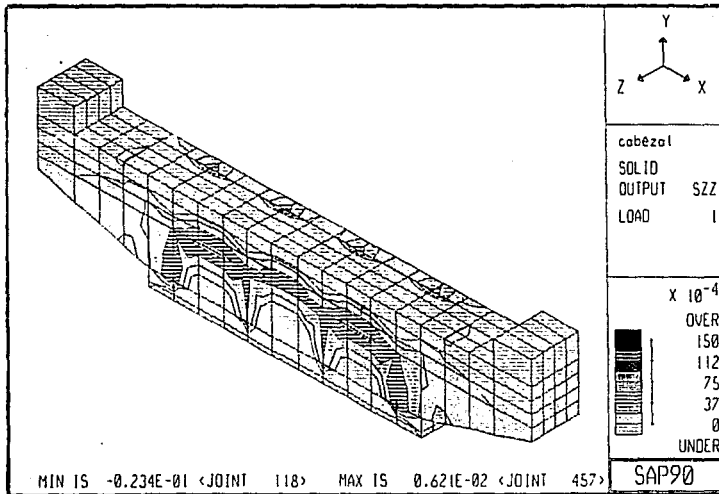


Fig. 3.11 Condición 1, esfuerzos en Z

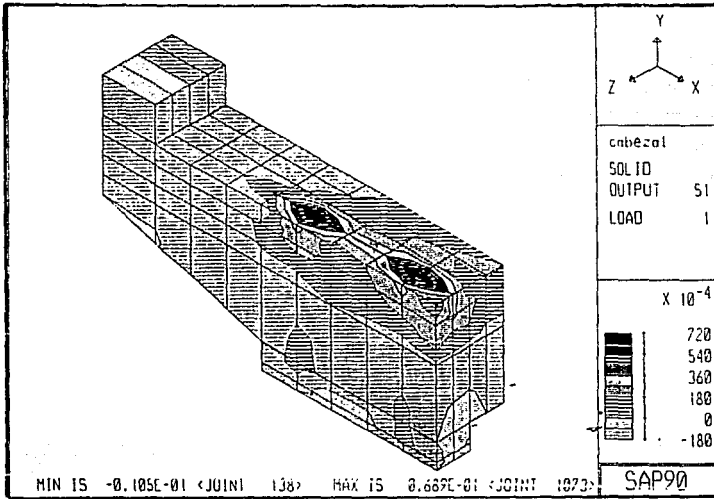


Fig. 3.12 Condición 1, esfuerzos principales

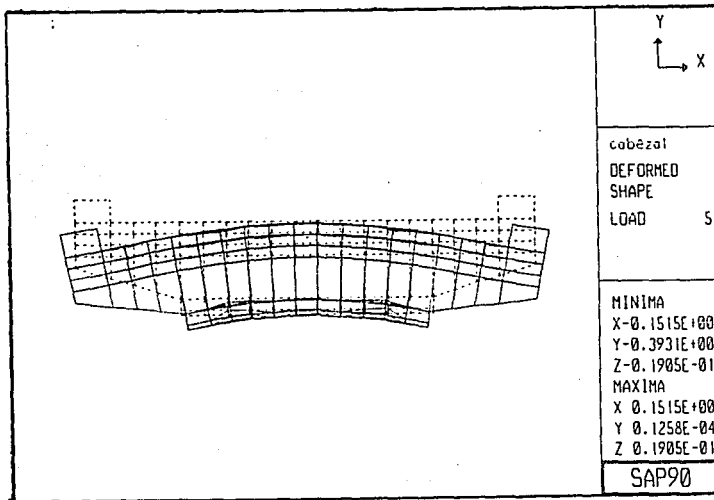


Fig. 3.13 Condición 5, deformación

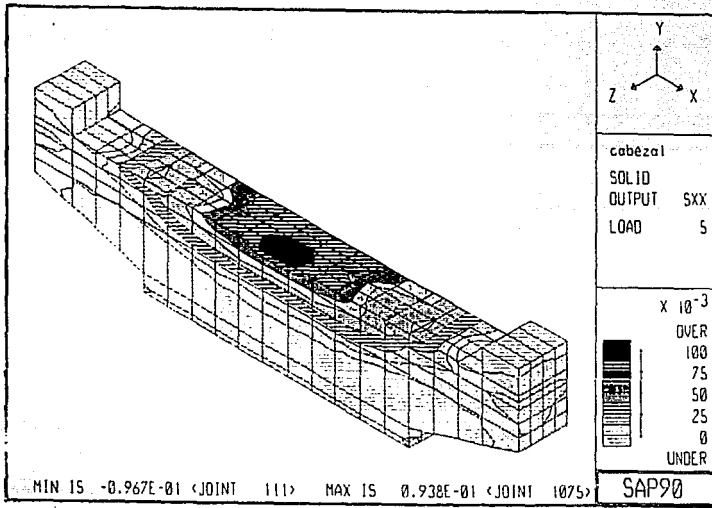


Fig. 3.14 Condición 5, esfuerzos en X

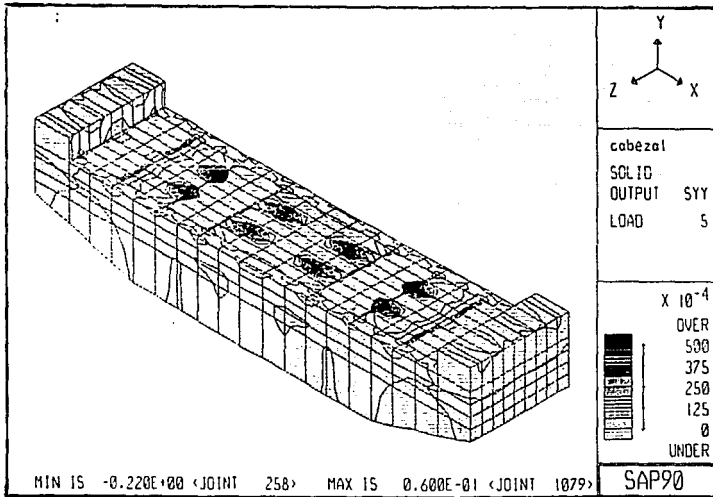


Fig. 3.15 Condición 5, esfuerzos en Y

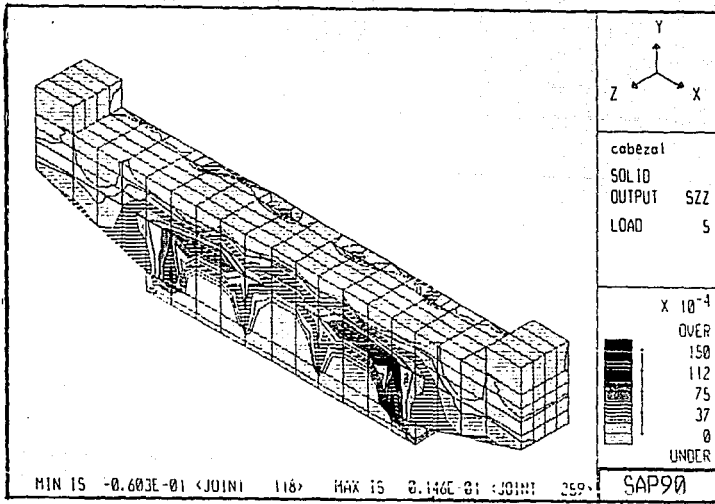


Fig. 3.16 Condición 5, esfuerzos en Z

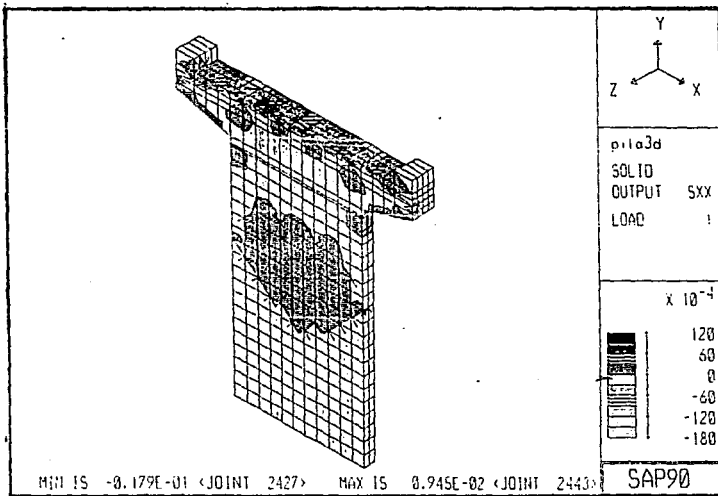


Fig. 3.17 Condición 1, esfuerzos en X

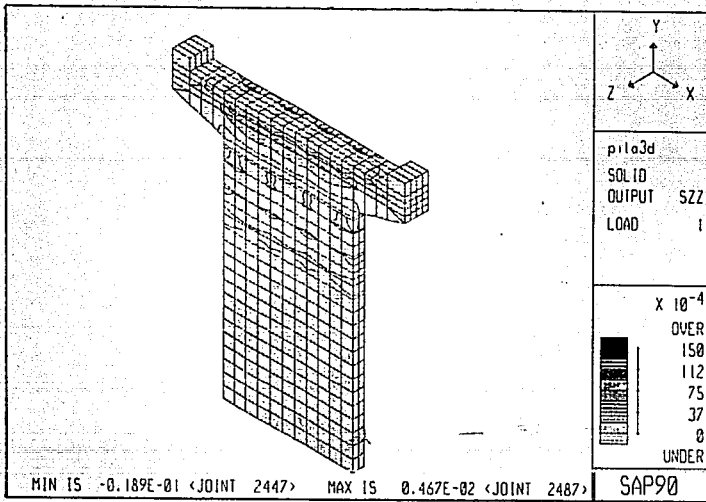


Fig. 3.18 Condición 1, esfuerzos en Z

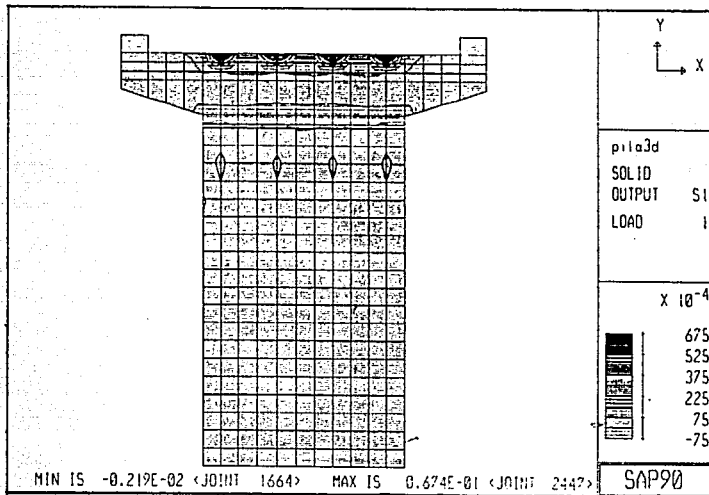


Fig. 3.19 Condición 1, esfuerzos principales

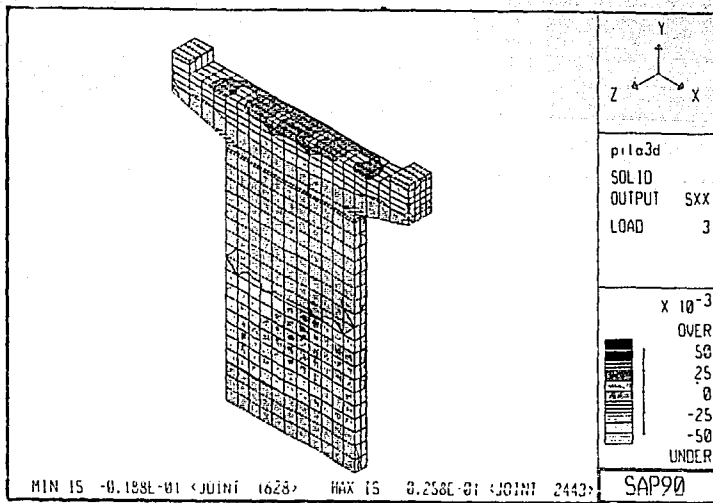


Fig. 3.20 Condición 3, esfuerzos en X

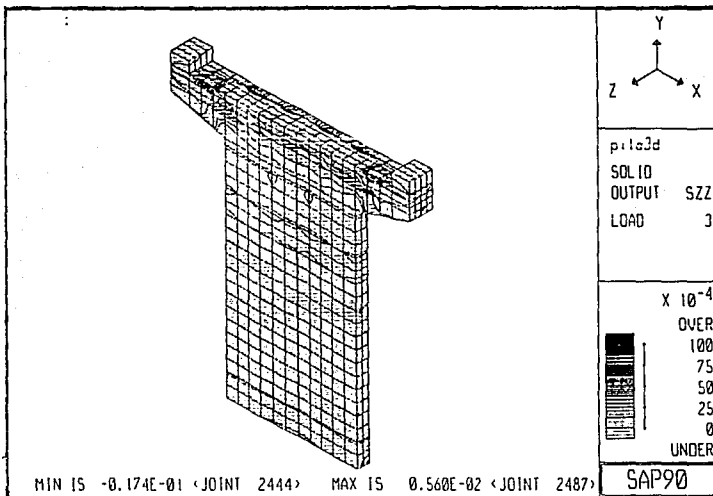


Fig. 3.21 Condición 3, esfuerzos en Z

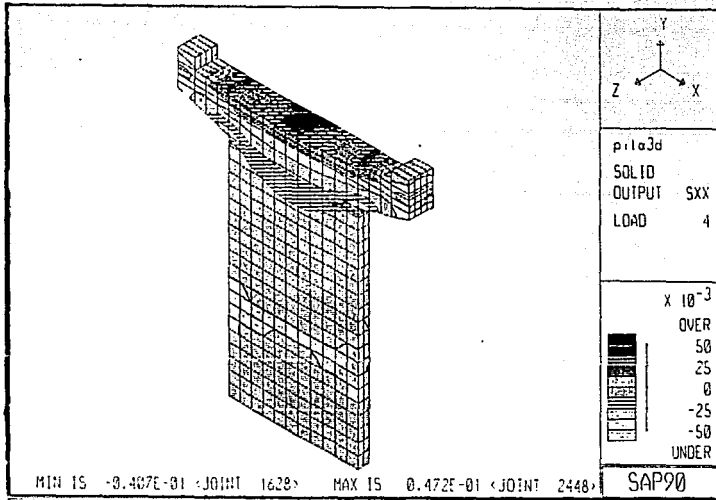


Fig. 3.22 Condición 4, esfuerzos en X

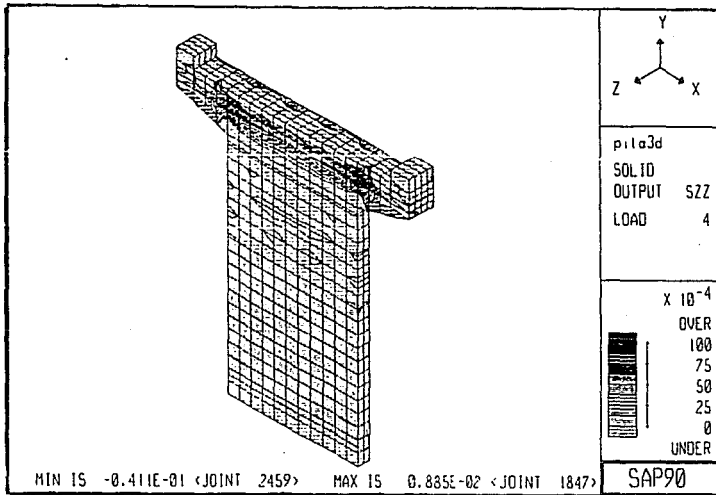


Fig. 3.23 Condición 4, esfuerzos en Z

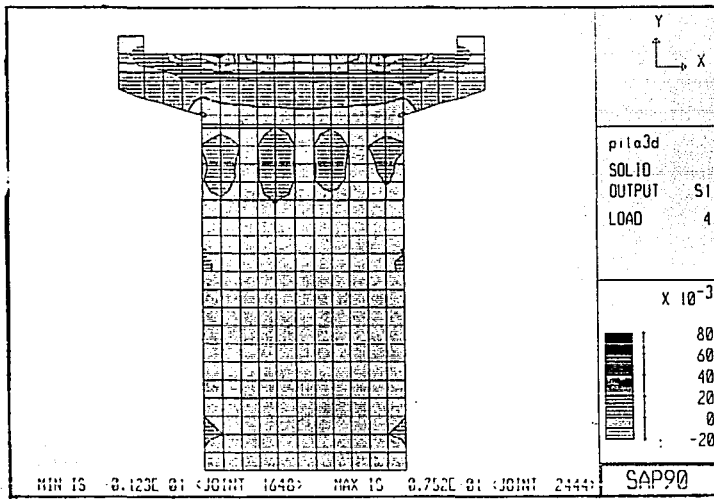


Fig. 3.24 Condición 4, esfuerzos principales a la profundidad de los cables

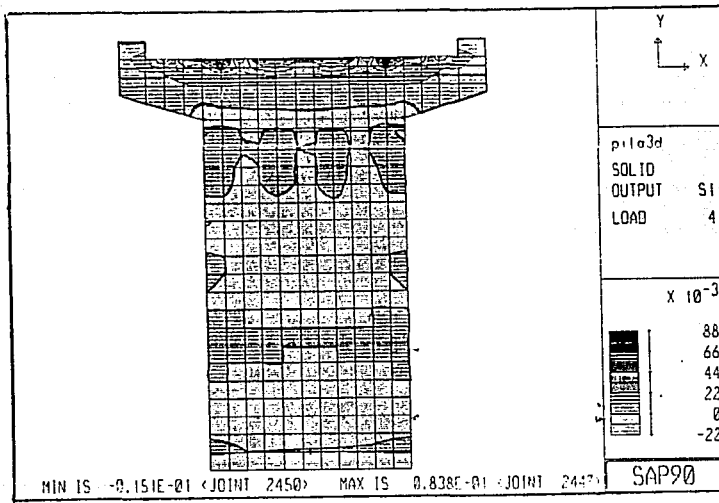


Fig. 3.25 Condición 4, esfuerzos principales en la superficie

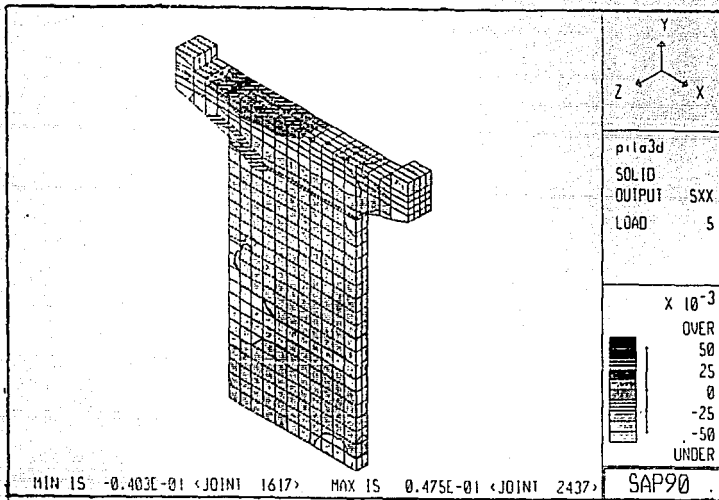


Fig. 3.26 Condición 5, esfuerzos en X

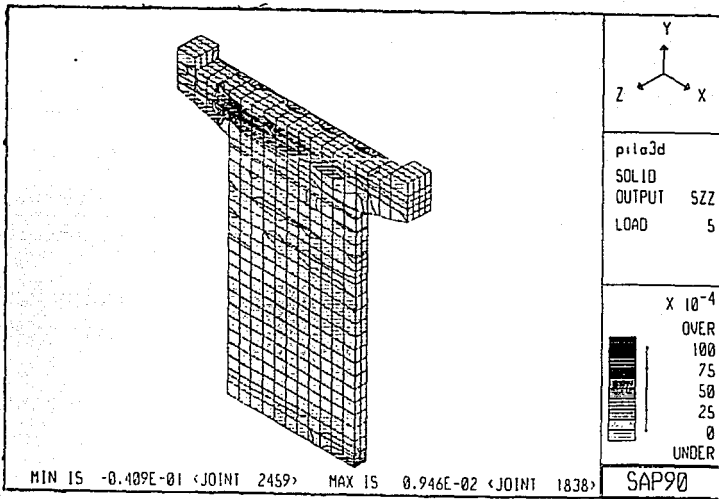


Fig. 3.27 Condición 5, esfuerzos en Z

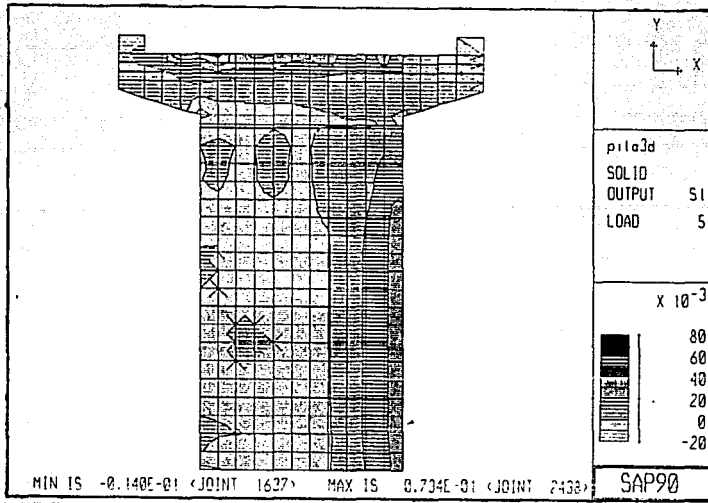


Fig. 3.28 Condición 5, esfuerzos principales

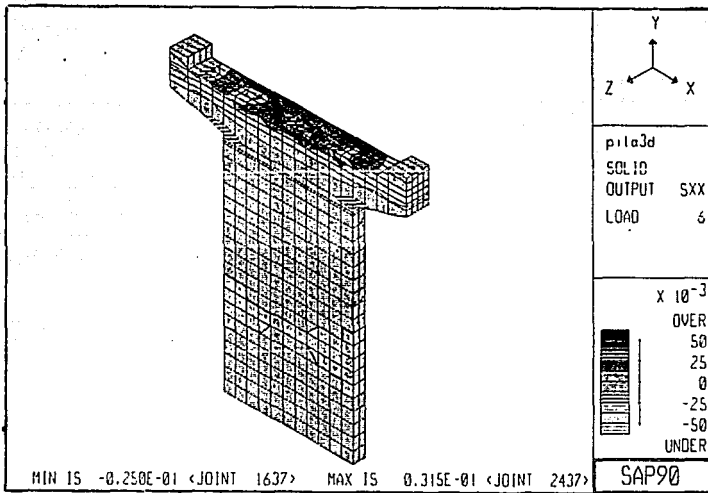


Fig. 3.29 Condición 6, esfuerzos en X

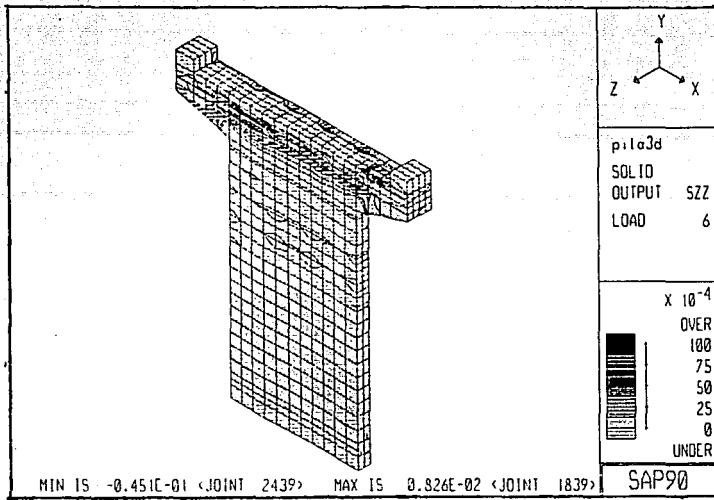


Fig. 3.30 Condición 6, esfuerzos en Z

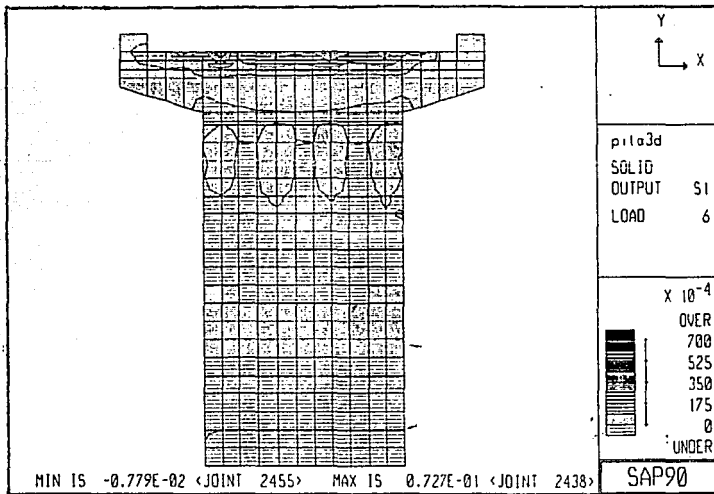


Fig. 3.31 Condición 6, esfuerzos principales

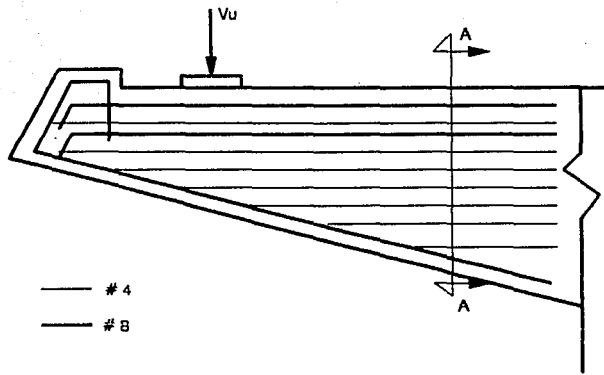


Fig. 3.33 Distribución del acero longitudinal de la ménsula

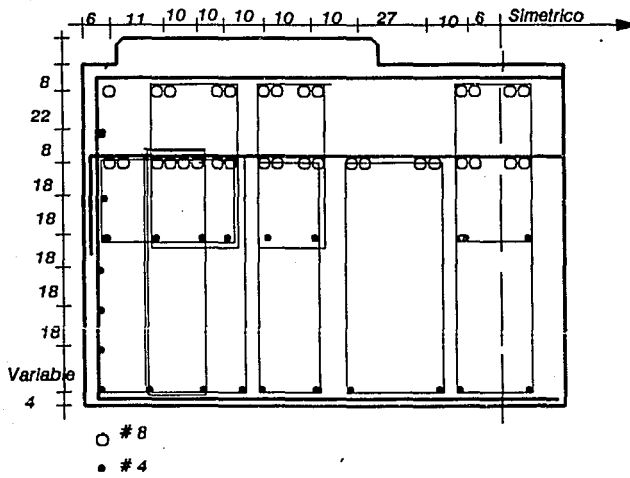
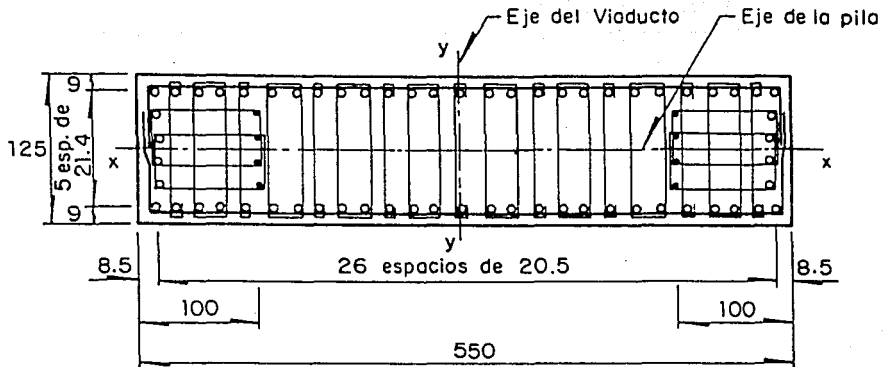


Fig. 3.34 Sección transversal de la ménsula, corte A-A

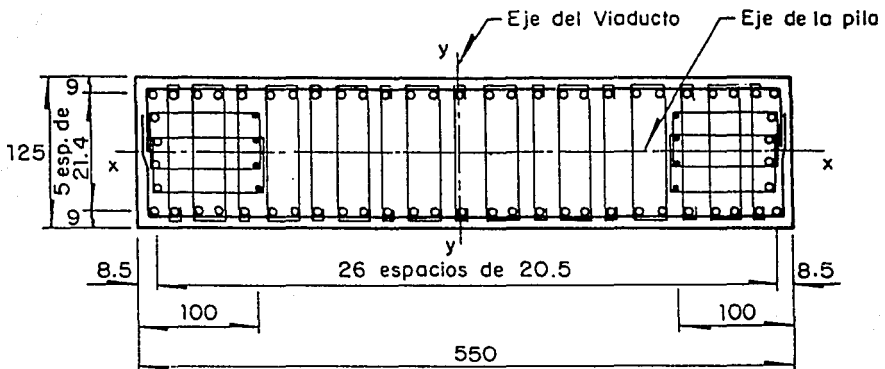


Áreas de acero

- $A_s = 314.34 \text{ cm}^2$ (62 ϕ No. 8)
- $O_s = 10.14 \text{ cm}^2$ (8 ϕ No. 4)

Sección transversal tipo I

Fig. 3.39 Sección que produce el diagrama de interacción Fig. 3.43

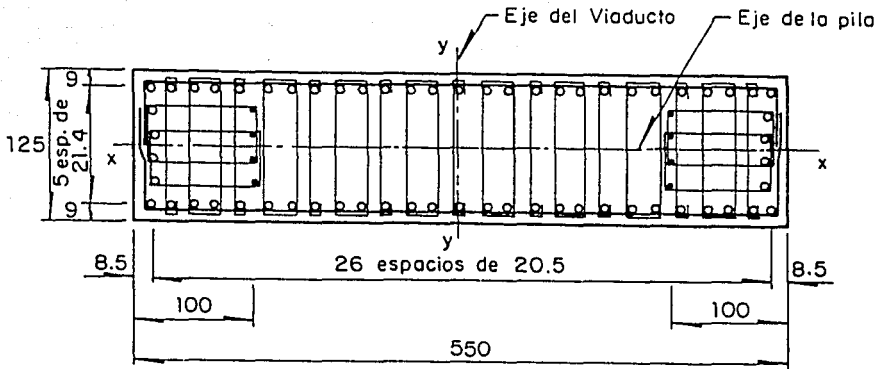


Áreas de acero

- $A_s = 314.34 \text{ cm}^2$ (62 ϕ No. 8)
- $O_s = 10.14 \text{ cm}^2$ (8 ϕ No. 4)

Sección transversal tipo II

Fig. 3.40 Sección que produce el diagrama de interacción Fig. 3.44

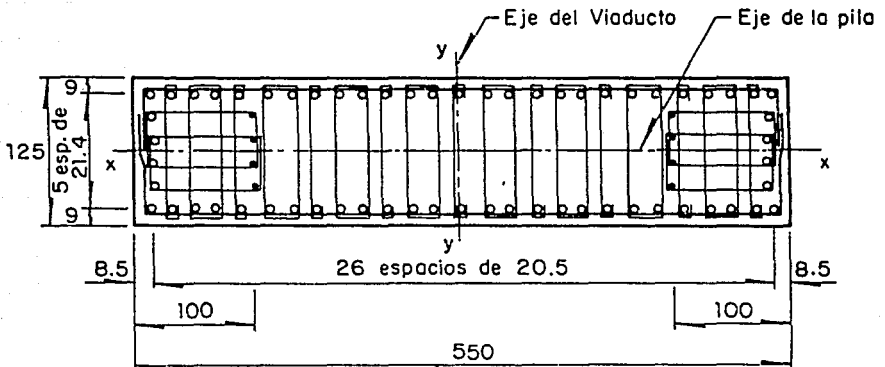


Areas de acero

- $A_s = 628.68 \text{ cm}^2$ (124 ϕ No. 8 en paquetes de 2 varillas)
- $A_s = 10.14 \text{ cm}^2$ (8 ϕ No. 4)

Sección transversal tipo III

Fig. 3.41 Sección que produce el diagrama de interacción Fig. 3.45



Areas de acero

- $A_s = 943.02 \text{ cm}^2$ (186 ϕ No. 8 en paquetes de 3 varillas)
- $A_s = 10.14 \text{ cm}^2$ (8 ϕ No. 4)

Sección transversal tipo IV

Fig. 3.42 Sección que produce el diagrama de interacción Fig. 3.46

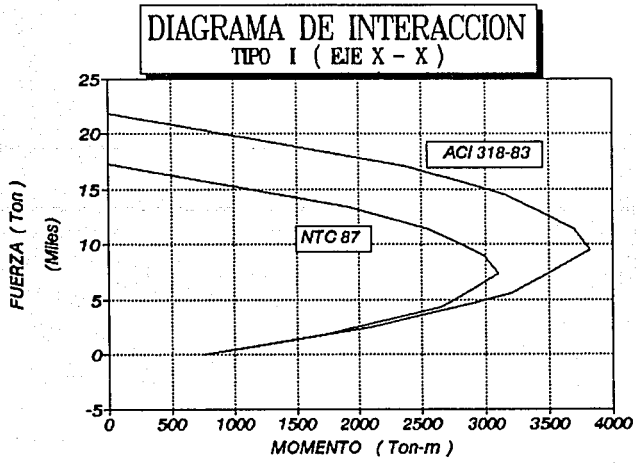


Fig. 3.43-a

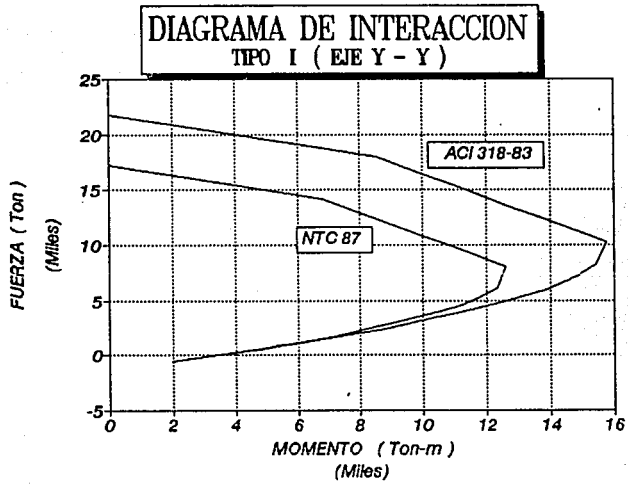


Fig. 3.43-b

Fig. 3.43 Diagramas de Interaccion, seccion I

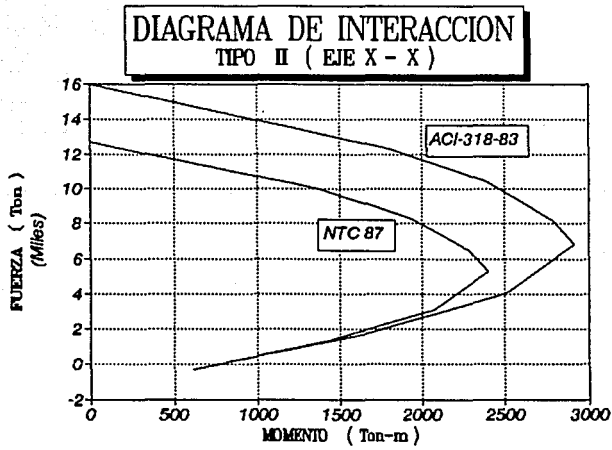


Fig. 3.44-a

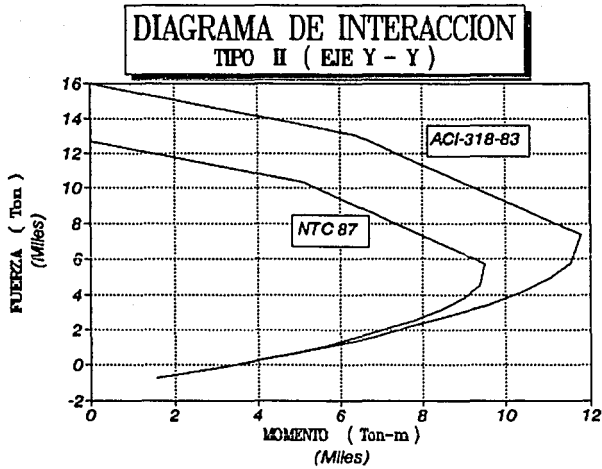


Fig. 3.44-b

Fig. 3.44 Diagramas de Interaccion, seccion II

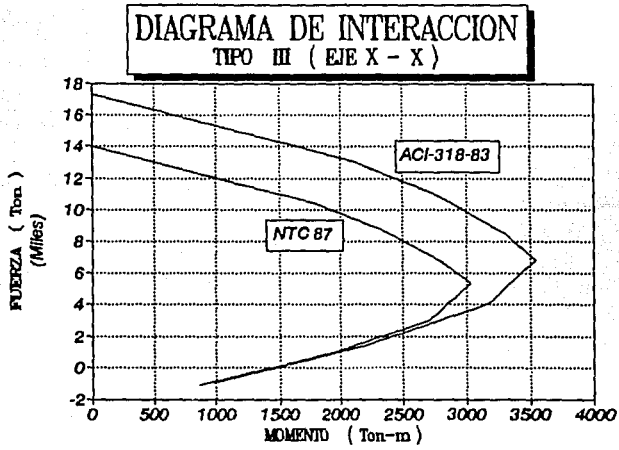


Fig. 3.45-a

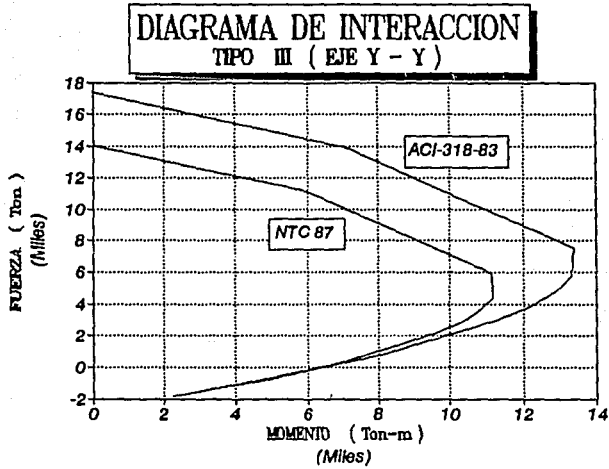


Fig. 3.45-b

Fig. 3.45 Diagramas de Interacción, sección III

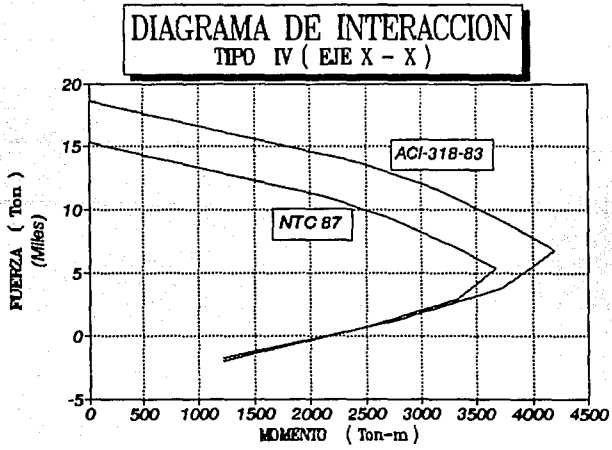


Fig. 3.46-a

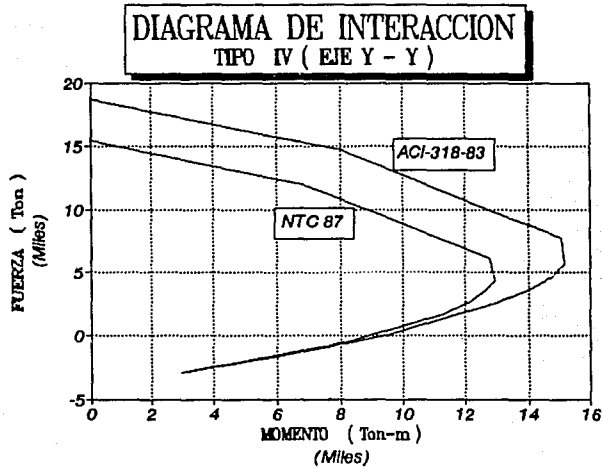
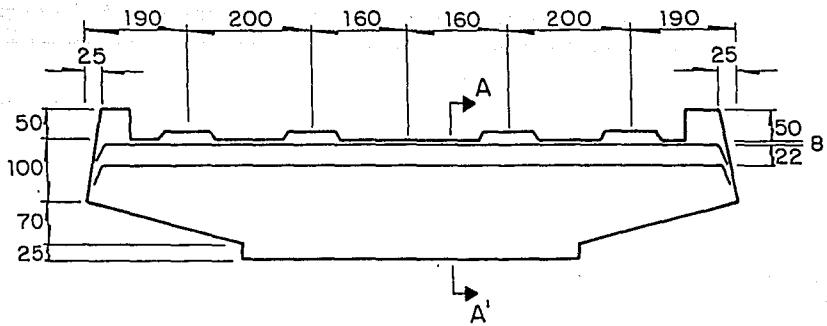
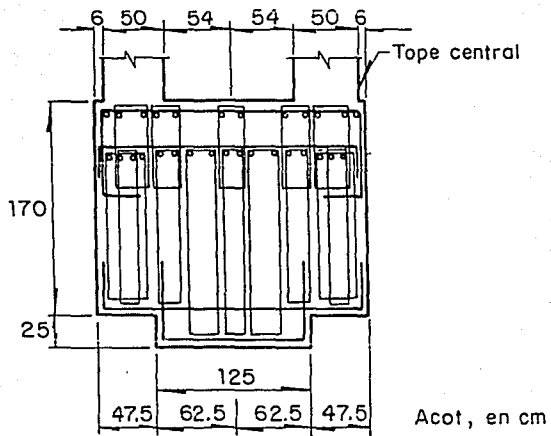


Fig. 3.46-b

Fig. 3.46 Diagramas de Interaccion, seccion I V

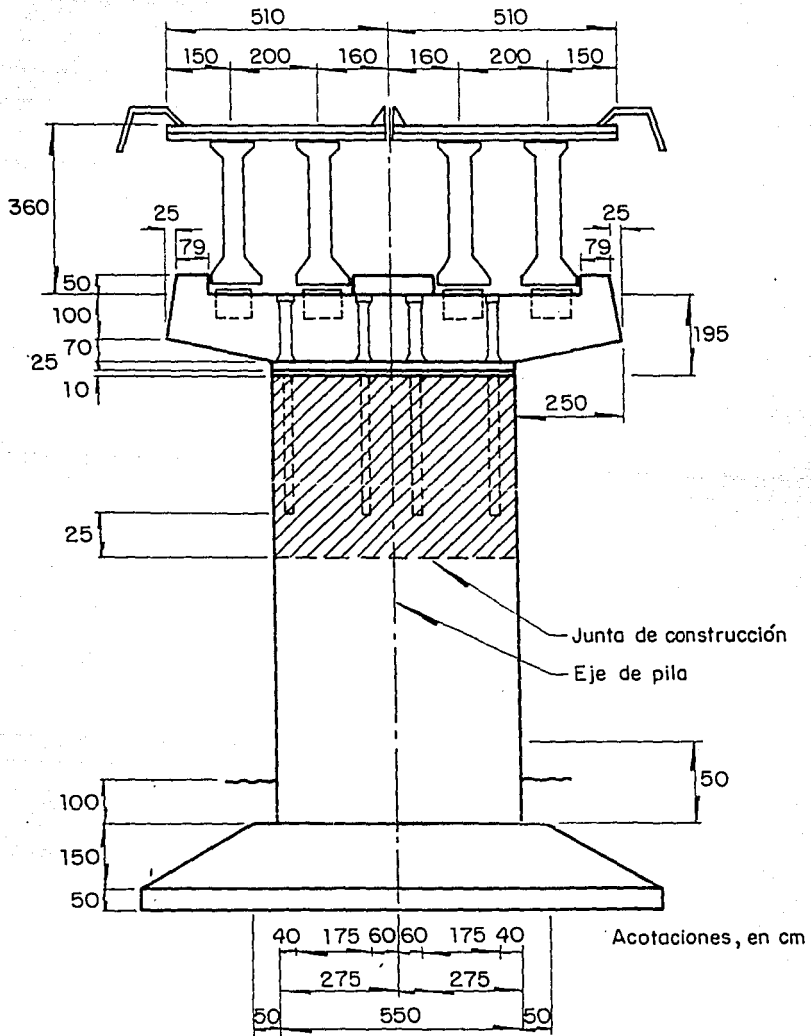


a) Cabezal



b) Corte A-A'

Fig. 3.51 Refuerzo principal del cabezal y disposición de estribos



Elevación

Fig. 3.52 Pila tipo, Viaducto Tula I

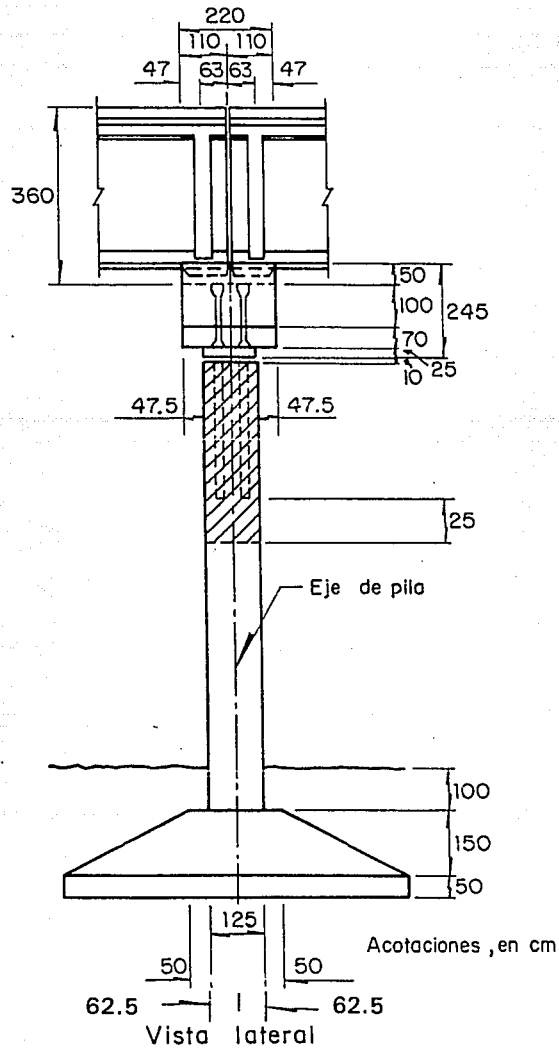


Fig. 3.53 Pila tipo, Viaducto Tula I

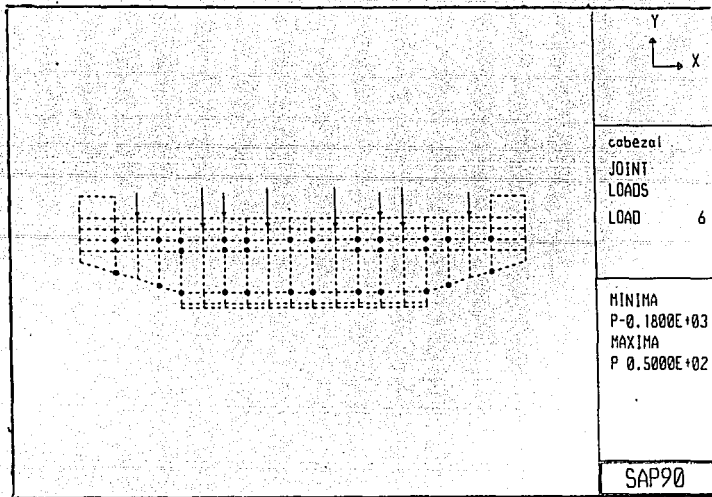


Fig. 4.5 Condición 6, Solución propuesta

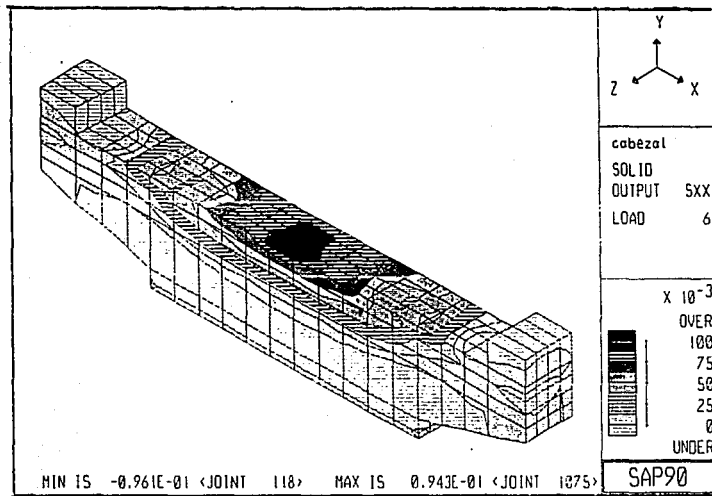


Fig. 4.6 Condición 6, esfuerzos en X

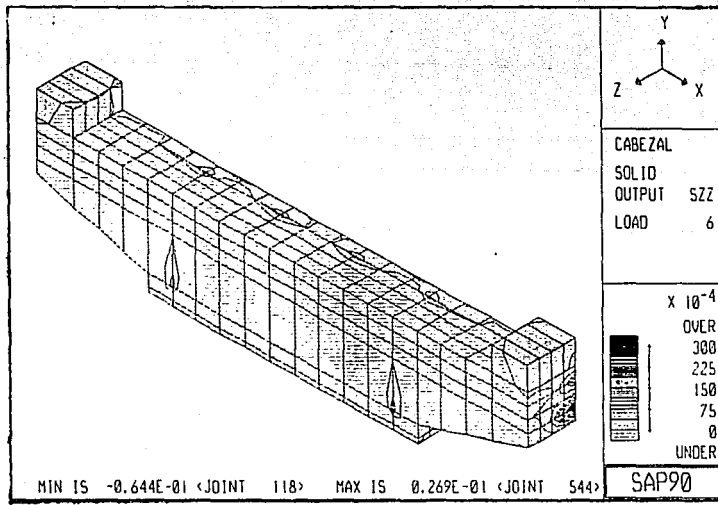


Fig. 4.7 Condición 6, esfuerzos en Z al centro de la estructura

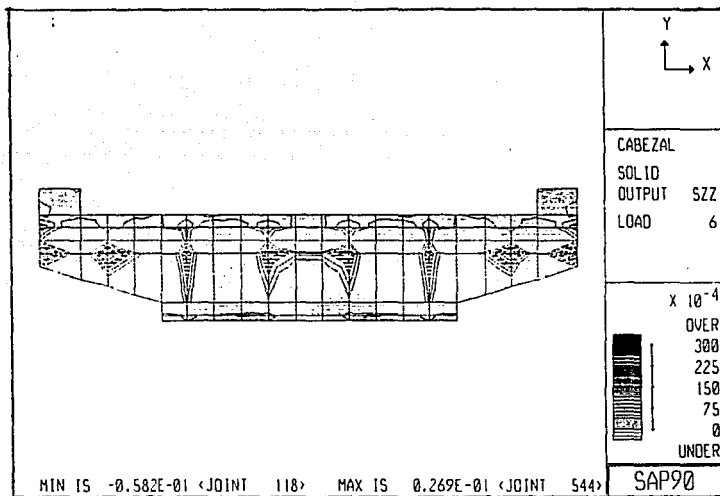


Fig. 4.8 Condición 6, esfuerzos en Z en la superficie de la estructura