

SEGUNDO ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS.

Escuela, Colombiana de Ingeniería
Bogotá, septiembre de 1993

APLICACIONES DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

POR

LUIS GARZA VAZQUEZ M.I⁽¹⁾

1. INTRODUCCION

G.P. Tschebotarioff, quién dedicó una buena parte de su actividad profesional a la patología y autopsia de estructuras, consideraba que el ochenta por ciento de las fallas por él analizadas habían sido causadas principalmente por uno de los siguientes factores:

- a) Los ingenieros encargados del diseño de la estructura y la construcción tenían conocimientos inadecuados sobre problemas de Mecánica de Suelos.
- b) Los ingenieros de suelos no tomaron en cuenta los efectos estructurales.
- c) Los ingenieros encargados de la toma de decisiones carecían de una suficiente comprensión de los anteriores campos de la ingeniería.

La tendencia a un alto grado de especialización, por una parte, y la diferencia de enfoques y de metodología con que los Ingenieros de estructuras y los de suelos encaran sus problemas, por la otra, han impedido la realización de un esfuerzo conjunto por estudiar los problemas inherentes a las dos áreas: El contacto del suelo y la estructura. En este sentido, se puede citar el ejemplo típico de cálculo de una edificación: El Ingeniero de estructuras calcula las fuerzas internas a que estará sujeta la estructura sin considerar el desplazamiento de los apoyos, y el Ingeniero de suelos estima los asentamientos sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura.

(1) Profesor de la Universidad Nacional, Facultad de Minas, Medellín. Consultor en Suelos y Estructuras. Socio de Industrias del Hierro Ltda.

En estas condiciones, ni el cálculo de los asentamientos ni el cálculo de las fuerzas internas de la estructura están siendo hechos bajo hipótesis consistentes, pues ni el suelo es indeformable, a menos que sea roca, ni la estructura es de caucho.

La determinación de los esfuerzos secundarios que inducen en una superestructura continua los desplazamientos diferenciales de los apoyos es un problema de seguridad, mientras que la consideración de la deformabilidad de la estructura en el cálculo de los asentamientos diferenciales, redundaría en economía en la mayoría de los casos.

Como se sabe, en la frontera de dos elementos de diferentes características de deformabilidad, los esfuerzos de contacto dependen de dichas deformabilidades y del sistema de cargas, y en general no son una función lineal. Dichos esfuerzos de contacto deben determinarse a partir de la compatibilidad de las deformaciones entre los dos medios. Para nuestro caso, las deformaciones del suelo y la estructura deben ser iguales, a menos que alguna condición de frontera lo impida, como por ejemplo, que existan tracciones que no puede tomar el suelo.

Lo anterior implica, entonces, que no se pueden conocer las deformaciones del suelo sin tomar en cuenta las características de la estructura, ni las deformaciones de la estructura sin las deformaciones del suelo. Implica, además, que el problema debe ser resuelto en conjunto por el Ingeniero de suelos y estructuras.

Lo que se intenta, entonces, es que el modelo matemático que representa la deformabilidad de la estructura y su correspondiente modelo de deformaciones del suelo cumplan las mismas condiciones de frontera, o, dicho de otra manera, fundir ambos modelos en uno solo.

Una vez logrado lo anterior, el Ingeniero podrá obtener las fuerzas internas en la estructura de cimentación y superestructura y efectuar un diseño de ella, y los asentamientos, especialmente los diferenciales, que le permitan decidir sobre la viabilidad de la estructura propuesta. Sobre este último punto, y puesto que la estructura ya ha sido diseñada para resistir las fuerzas internas ocasionadas por las cargas y los desplazamientos de los apoyos, interesa sobre todo juzgar o redimensionar elementos para impedir que las distorsiones produzcan agrietamientos en los muros, como quiera que las distorsiones que estos resisten son muy pequeñas (del orden de $1/400$ para muros confinados o $1/700$ para muros de adobe hueco no confinados) (Meli, 1975).

El resultado intermedio que se debe obtener, es la distribución de esfuerzos de contacto, que además de permitir el cálculo de los diagramas de fuerzas internas de la fundación, permita hacer correcciones por plastificación del suelo o tracciones en la zona de contacto.

2. METODO DE ANALISIS

2.1. DISTRIBUCION DE REACCIONES LINEAL O METODO "RIGIDO"

La consideración de la interacción suelo-estructura se vuelve crítica en estructuras de cimentación de alto grado de indeterminación, tales como vigas continuas y losas. En tales casos, la distribución de reacciones del suelo incide fuertemente sobre los elementos mecánicos de diseño. El procedimiento de cálculo más simple consiste en suponer que tal distribución es lineal, y una vez calculado el armado necesario para resistir tales elementos mecánicos, se suele adoptar coeficientes de seguridad grandes, tales como colocar el mismo armado en el lecho inferior y superior de la viga, o aún más acero con objeto de cubrir las incertidumbres derivadas de tal simplificación (Terzaghi, 1943). En las figuras 1 y 2 pueden apreciarse los resultados comparativos del procedimiento anterior y otro de elemento finito que pudiera considerarse más preciso, aplicados a una viga de cajón de 6 Ms. de altura en suelo muy compresible.

Como se muestra en la figura 1, la distribución de presiones, salvo en las orillas, se acerca a la distribución lineal. Pero en la figura 2 la diferencia de los momentos de diseño es muy grande, no solo en la magnitud, sino incluso en el sentido de los mismos. Sin embargo, estas diferencias no pueden generalizarse, pues depende de los factores en juego, tales como la rigidez de la estructura y su geometría, las propiedades esfuerzo-deformación del suelo y el material de la estructura, el tiempo, la magnitud y distribución de las cargas aplicadas.

En suma, dadas las incertidumbres involucradas en este procedimiento, se considera poco aconsejable en la práctica.

2.2. MODULO DE REACCION O DE SUBRASANTE

Atentos por superar las limitaciones del procedimiento anterior han sido hechas a partir de la publicación del trabajo de Winkler, en 1867. En éste, la hipótesis de trabajo consiste en suponer que la distribución de presiones es proporcional al asentamiento, definiéndose el factor de proporcionalidad $K_s = \frac{q}{\delta}$ como módulo de reacción de terreno o coeficiente de Balasto, el cual es constante en toda la superficie de contacto. El modelo físico equivalente consistiría en una viga apoyada sobre una serie de resortes en paralelo con la misma rigidez. En términos de la ecuación de la elástica, la condición anterior puede representarse por

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -K_s y$$

El valor de K_s depende de la geometría, distribución de cargas y propiedades mecánicas del suelo. Los procedimientos para obtenerlo se basan en recomendaciones empíricas (Terzaghi, 1955) a partir de pruebas de placa cuya interpretación requiere del criterio del Ingeniero, debido a los efectos de escala y del tiempo.

Una gran variedad de soluciones de uso práctico en la Ingeniería han sido derivadas a partir de esta hipótesis (Hetenyi, 1964). Sin embargo, su uso en cimentaciones debe tomarse con precaución, como puede ejemplificarse por el hecho de que para una cimentación de rigidez considerable, tal como la mostrada en la figura 1, en la que el asentamiento resulta uniforme, también la distribución de presiones calculada por este procedimiento resultará uniforme, pudiendo hacer para este caso comentarios similares a los hechos para la distribución lineal. En síntesis, los resultados obtenidos así, no deben verse sino como una muy burda aproximación al problema, debido principalmente a dos razones:

a) El módulo de reacción no es constante aún para una viga de sección constante y suelo isótropo y homogéneo.

b) El considerar que los resortes son independientes entre sí de tal forma que la presión que se ejerce en cualquiera de ellos no afecta los resortes vecinos, despreciando el efecto de medio continuo del suelo, en el que la presión aplicada en un punto es transmitida a los puntos vecinos.

Lo anterior, que puede considerarse la principal limitación del método, podría aceptarse sólo en el caso en el que exista una suficiente separación de los elementos de cimentación como para poder ignorar su interacción, como puede suceder en las zapatas aisladas. Aún la implementación de coeficientes K_s variables a lo largo de la fundación, (Bowles, 1988 y García, 1991), no puede considerar el hecho de que el coeficiente de Balasmo no es una propiedad del suelo, sino que depende en gran parte de la estructura.

2.3. OTROS METODOS

Trabajos posteriores (Ohde, 1942 citado por Konig, 1975), (Cheung, 1968) han eliminado la hipótesis de discontinuidad del medio calculando los esfuerzos y las deformaciones en el suelo considerando un semiespacio elástico isótropo, mediante las fórmulas derivadas por Boussinesq.

Las soluciones derivadas por estos métodos, si bien resultan más elaboradas, constituyen aproximaciones menos burdas al problema, siempre y cuando el valor del módulo de elasticidad sea adecuadamente elegido. Aún así, como se sabe, el cálculo de asentamientos por medio de la teoría de la elasticidad ha demostrado ser poco aplicable en suelos debido a la presencia de deformaciones plásticas y viscosas, más importantes a medida que el suelo es más comprensible, y debido también a la usual estratificación y anisotropía de los suelos.

En mecánica de suelos, el método de cálculo de asentamientos que mejores resultados ofrece es un híbrido en el que los esfuerzos inducidos en la masa de suelo se calculan por medio de las soluciones derivadas de la teoría de la elasticidad, elegida de acuerdo a la anisotropía del suelo, y las deformaciones por teorías que consideran los efectos de cambio de volumen y desplazamientos relativos entre partículas, relacionados con el tiempo (Terzaghi, 1943), (Zeevaert, 1983). Las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para este efecto son obtenidas a partir de pruebas de laboratorio en muestras inalteradas (pruebas triaxiales y de consolidación).

Así lo comprendió Chamecki (1956) quien propuso un método para considerar la rigidez de la estructura en el cálculo de asentamientos en el cual las partes correspondientes a la estructura y al suelo son calculadas de acuerdo a los métodos usuales en cada especialidad. El método sin embargo, era de aplicación limitada a marcos apoyados en zapatas aisladas.

2.4. METODO DE ZEEVAERT

18 años atrás fue publicado el método de Zeevaert (1975), el cual puede considerarse dentro de la categoría de métodos de elemento finito (Zienkiewicz and Cheung, 1964), sin por ello compartir la complejidad teórica usual de estos métodos. Los conceptos necesarios para su uso no van más allá de los normalmente disponen los Ingenieros de suelos y estructuras, y el acercamiento físico al problema podría decirse que se ha difundido más allá de los pocos investigadores que lo manejaban, hasta el Ingeniero de la práctica. La aproximación obtenida puede considerarse dentro de los límites usuales en la práctica, a condición de conocer adecuadamente las características del suelo.

Posteriores esfuerzos (Demeneghi, 1979), (Garza, 1984) a partir de los trabajos de Zeevaert, han pretendido facilitar aún más los cálculos, mediante simplificaciones que eviten el uso de iteraciones y permitan una aplicación eficiente por medio de microcomputadores, tomando en cuenta la superestructura.

Recientes desarrollos (Molano, 1992), han permitido eliminar algunas hipótesis simplificadoras, dando lugar a modelos matemáticamente más consistentes.

El modelo propuesto en este trabajo, si se tiene conciencia de sus hipótesis y se hacen las correcciones del caso, conduce a resultados prácticamente iguales a los modelos de condensación más elaborados (Demeneghi, 1979 y Molano, 1992). Es además, un análisis en el plano, en tanto se resuelve el planteamiento tridimensional, actualmente en proceso.

3. METODO GENERAL DE ISE

3.1. EL SUELO

En el caso más general, el suelo es un medio continuo no homogéneo, cuyas propiedades y geometría deben ser determinadas por medio de una investigación de campo y laboratorio e interpretadas de acuerdo al problema particular.

En principio, el suelo debe ser dividido en elementos rectangulares a partir de las reacciones en que vaya a dividirse la estructura de cimentación. Es importante que la dimensión vertical no sea mayor que la horizontal, con objeto de obtener una precisión adecuada. A continuación, deben asignarse a cada elemento las propiedades esfuerzo-deformación que le correspondan de acuerdo a la investigación realizada. En realidad, dado que los suelos presentan algún tipo de estratificación, y que muy raras veces se podrá tener información suficiente sobre cada elemento en particular, se suelen asignar las mismas características a los elementos en una horizontal, lo que equivale a decir que la estratigrafía es paralela. Si ese no es el caso y se dispone de suficiente información, el procedimiento que se describirá puede aplicarse con los mismos conceptos, aunque se considera que no se justificaría en la práctica, salvo en muy pocos casos. Esta partición se muestra en la figura 3, para el caso de estrato paralelos que se tratará en estas notas.

Si bien es cierto que al asignar un número mayor de elementos se obtendrá una precisión mayor, también el manejo del problema es más complicado. Es pues, en la práctica, aconsejable que el número de dovelas (subdivisiones en el sentido horizontal) sea del orden de 8 a 10, o incluso mayor si la geometría de la estructura lo requiere. Es deseable también, que al elegir la disposición de las dovelas, las columnas queden en el centro de una de ellas, aún a pesar de que las dovelas no tengan el mismo tamaño. En las orillas esta condición no siempre se puede cumplir, lo cual puede conducir a un error en el momento de la columna de orilla el cual se minimiza si dicha dovela es pequeña.

En mecánica de suelos las deformaciones de cada elemento se obtienen de la siguiente manera:

$$\delta = M.H.\Delta\sigma$$

donde M es el módulo de deformación del suelo, y es una función del nivel de esfuerzos y del tiempo para un material dado. Definir el valor apropiado es tarea del Ingeniero de Suelos a partir de la investigación de campo y laboratorio. Puesto que no se conoce la distribución de esfuerzos de contacto, y por lo tanto, tampoco los niveles de esfuerzos, no es posible apriori conocer el valor de M con precisión. Sin embargo, como primera aproximación y en la práctica usualmente suficiente se pueden elegir los valores de M correspondientes al esfuerzo efectivo original de campo. Si se requiriera, lo cual en general no se justifica, una vez determinados los esfuerzos de contacto se puede corregir el valor de M y volver a repetir el proceso. Con respecto al tiempo, no sólo varía el módulo de deformación del suelo sino también el módulo de rigidez del concreto, lo que implicaría resolver el problema para varios valores posibles de ambos parámetros a través del tiempo. Sin embargo, atendiendo al monto de las variaciones por este concepto, que no suelen ser considerables, es opinión del autor que pueden trabajarse con valor de E del orden de la mitad de los propuestos por los códigos al tiempo que se establezca un valor de M que corresponda a prácticamente el total de las deformaciones. De esta forma, puede obtenerse un criterio satisfactorio y no excesivamente conservador en el diseño del refuerzo de la estructura, y la estimación de los asentamientos diferenciales. Debe tenerse en cuenta en este punto, que las incertidumbres son grandes ya que desde el mismo proceso constructivo empiezan a presentarse deformaciones en la estructura y el suelo, (posiblemente una gran parte de ellas), al mismo tiempo que van variando con mayor intensidad sus respectivos módulos.

En la expresión (3-1), H representa la altura del elemento cuya geometría se ha propuesto inicialmente, y el esfuerzo vertical inducido por las presiones de contacto aplicadas, que son desconocidas. Este esfuerzo puede ser estimado a partir de soluciones derivadas de la teoría de la elasticidad atendiendo al tipo de suelo y sus restricciones de deformación, normalmente distinguidos en tres categorías:

- a) Suelos cuyo módulo de deformación disminuye con el confinamiento, como en las arenas (solución de Frolich).
- b) Suelos cuya deformabilidad es aproximadamente constante con la profundidad (solución de Boussinesq).
- c) Suelos cuya deformabilidad lateral está restringida, como en estratos compresibles de poco espesor o interestratificados con estratos más rígidos (solución de Westergard).

En cualquier caso, el esfuerzo vertical inducido puede representarse por una función de la carga aplicada en la superficie

$$\Delta \sigma = I \cdot q$$

donde I es el coeficiente de influencia que depende del tipo de carga y sus dimensiones y la posición del punto considerado con respecto a dicha carga. Para nuestro caso, dicha influencia será evaluada en el centro geométrico de cada elemento de suelo considerado.

En las tres posibles soluciones para el cálculo de esfuerzos, puede observarse que la utilización de ellas a un mismo problema produce una muy pequeña variación en las fuerzas internas de la estructura y una variación mayor en el cálculo de asentamientos. Es posible, por lo tanto, establecer como método de trabajo solo una, por ejemplo la de Boussinesq, la cual dará en la mayoría de los casos resultados intermedios. Métodos para obtener el valor de influencia por medios fácilmente sistematizables se presentan en Zeevaert, 1980, con algunas restricciones o Damy.

En la ecuación (3-1) la porción M/H es conocida a partir de los criterios expuestos anteriormente y puede ser substituida por:

$$\alpha = M/H$$

Quedando dicha ecuación de la forma:

$$\delta = \alpha \cdot I \cdot q$$

3.2. MATRIZ DE RIGIDEZ DEL SUELO

Puesto que no se conoce la distribución de presiones que aplicadas sobre el suelo, tampoco se conocen los asentamientos. Sin embargo, es posible establecer la relación entre los mismos, a partir de la subdivisión en dovelas hecha anteriormente.

De la misma forma que se obtienen los coeficientes de flexibilidad en el método de las fuerzas, pueden obtenerse los desplazamientos en el suelo correspondiente a una presión unitaria, como se ve en la figura 3.

Por ejemplo, para obtener el desplazamiento unitario en i cuando la carga está aplicada en j

$$\delta_{ij} = I^A_{ij} \cdot \alpha^A + I^B_{ji} \alpha^B + I^C_{ji} \cdot \alpha$$

Debe notarse, sin embargo que $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ solo cuando el ancho de la dovela i es igual al de la dovela j , lo que implica que la matriz de flexibilidad del suelo puede no ser simétrica. Este trabajo puede sistematizarse fácilmente si para obtener los renglones de la matriz de flexibilidad se utilizan matrices; así el renglón m de dicha matriz, corresponde a las flexibilidades en todas las dovelas cuando la carga está aplicada en m será:

$$\delta_{m,i} = [I^N_{jm}]^T | \alpha^N |$$

donde $[I^N_{jm}]$ es la matriz de influencia en todos los puntos cuando la carga está aplicada en m , y $| \alpha^N |$ es el vector de coeficientes de deformación, para cada estrato.

La expresión anterior es válida para estratigrafía paralela. La matriz de flexibilidad así formada no es una verdadera matriz de flexibilidad pues está en función de presiones

$$\delta i = [\delta_{ij}] q_i$$

o para utilizar una nomenclatura más conveniente:

$$Dr = Fs.Q$$

donde Fs es una matriz de flexibilidad del suelo referida al vector Q de reacciones. La ecuación 6 es conocida como la Ecuación Matricial de Asentamientos o simplemente EMA (Zeevaert, 1981).

Como se sabe, la inversa de la matriz de flexibilidad es una matriz de rigidez, y si además se introducen las áreas de las dovelas, se obtiene una "verdadera" matriz de rigidez del suelo.

$$Ks = [FA^{-1}ii]^{-1}$$

donde Aii es una matriz diagonal cuyos elementos son las áreas de cada dovela y los demás elementos son cero. Si todas las áreas son iguales, la matriz Aii es una constante.

De esta forma:

$$R = -Ks.Dr$$

Donde R son las resultantes de las presiones de contacto en cada dovela o reacciones, y Dr el vector de desplazamientos del suelo en la dirección de las reacciones.

El signo negativo obedece a la convención de que los desplazamientos hacia abajo son negativos, y las reacciones hacia arriba positivas.

3.3. LA ESTRUCTURA

Con respecto a la estructura, las hipótesis que se hacen son las usuales en todo análisis estructural. Adicionalmente, para efectos del análisis de ISE se supone que los esfuerzos de contacto pueden representarse por las resultantes en el centro de cada dovela. El error inducido por este hecho puede corregirse parcialmente si al final del análisis se determinan las fuerzas internas de la fundación substituyendo dichas reacciones resultantes por su correspondiente presión, $q_i = Ri/a_i$

Para el análisis se debe colocar un nudo en el centro de cada dovela, que tenga posibilidad de desplazarse verticalmente.

Con lo anterior, puede entonces obtenerse la matriz de rigidez de la estructura por los métodos usuales, con los cuales se supone que el lector está familiarizado. Esta Matriz de rigidez incluye no solo la estructura de cimentación, sino incluso toda la superestructura.

El equilibrio en el método de la rigidez establece que:

$$C + R = KeD$$

donde C es el vector de cargas de "empotramiento", Ke es la matriz de rigidez de la estructura, y D es el vector de desplazamiento en los nudos.

Observe que en el vector de cargas C están incluidas las reacciones desconocidas en los apoyos, R , y en el vector D los desplazamientos también desconocidos de los mismos, D_r .

Puesto que el sistema en estas condiciones, es insoluble, es necesario incorporar la ecuación matricial (3-7). Lo anterior resulta simplemente en eliminar las reacciones del vector de cargas y sumar las matrices de rigidez de la estructura y el suelo,

$$C = [Ke + Ks]D$$

De esta forma los desplazamientos tanto en la superestructura, estructura de fundación y suelo son determinados resolviendo (3-9)

Una vez obtenidos es posible obtener todas las fuerzas internas en la superestructura de la forma usual, y haciendo la corrección mencionada en el primer párrafo de este subcapítulo, también se obtendrán las de la fundación, dado que la aplicación de la expresión (3-7) permite obtener las reacciones (Cheung, 1968 y Garza, 1986).

Es posible que al llegar a este momento del análisis se tengan que hacer algunas correcciones, principalmente:

- a) Si alguna o varias reacciones tienen un valor negativo, estas ya no serán desconocidas y se las asignará como cargas con un valor nulo. Se eliminarán también los renglones y columnas correspondientes a la matriz de rigidez.
- b) Si alguna reacción sobrepasa la capacidad de carga del suelo y éste entra en estado plástico en algunas zonas, el valor de dicha reacción será constante y conocido, e igual al valor límite de la presión sobre el suelo, precediendo con la matriz de rigidez del suelo como en el caso anterior.

4. APLICACIONES

Además de implementar un programa de computador amigable y fácil de utilizar (Botero y Gómez, 1993) que permitiera difundir y poner al alcance del Ingeniero de la práctica la metodología expuesta, se han realizado 8 trabajos de investigación en la Universidad Nacional tratando de aprovechar esta tecnología para compender algunos aspectos de las cimentaciones y su comportamiento estructural y establecer recomendaciones sobre el uso del método y su aplicabilidad. El presente trabajo trata de resumir las conclusiones mas relevantes.

4.1. ZAPATAS AISLADAS Y VIGAS DE CIMENTACION. (PINEDA Y RUA, 1988)

Con el objeto de establecer la viabilidad de aplicación práctica de la Interacción Suelo-Estructura en cimentaciones de zapatas, y tratar de comprender el trabajo de las vigas de cimentación, se analizaron pórticos mostrados en las figuras 4 y 5, en las estratigrafías mostradas en las figuras 6, 7 y 8. Los análisis se realizaron tomando en cuenta el aporte de toda la superestructura para los siguientes casos:

- Caso A: Análisis estructural sin ISE pero considerando la viga de enlace (30x30 cm y 30x60 cm) en el pórtico, la determinación de asentamientos se hace sin considerar la rigidez de la estructura (Caso Flexible).
- Caso B: Análisis estructural con ISE únicamente en las zapatas (Viga de fundación aérea).
- Caso C: Igual al caso B, pero sin viga de cimentación.
- Caso D: ISE completo, considerando también las vigas de enlace apoyadas en el suelo.

Los resultados se muestran en las tablas 1 a 4, a partir de las cuales se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- a) Para estructuras convencionales bien diseñadas, con vigas de cimentación usuales (relación altura-ancho menor que 2), el aporte de la viga de fundación al control de los asentamientos diferenciales es muy pequeño, de manera tal, que el autor considera poco práctico utilizar ISE para diseños corrientes.
- b) De la tabla 3, para el caso de una cimentación anómala, en donde debido a los muy altos asentamientos diferenciales se puede considerar importante el aporte de la viga de enlace a la uniformización de los asentamientos, se requieren vigas de peralte muy alto (relación altura-ancho mayor que 2). En este caso patológico, además, el apoyo de las vigas representa una consideración a tomarse en cuenta mediante un análisis detallado de ISE, sobre todo en lo que se refiere a su diseño estructural.
- c) En la tabla 4, se puede observar la disminución efectiva de la carga en las zapatas al considerarse el apoyo de las vigas, aunque esto no representa una disminución importante en los asentamientos totales por haberse considerado en todos los análisis el caso más común de que la viga de cimentación este apoyada superficialmente, en un suelo de menor calidad que al que se llevan las zapatas.
- d) En cuanto al efecto que puede tener en la superestructura la consideración o no de la Interacción Suelo-Estructura, en la figura 9 y 10 puede verse la variación en los elementos mecánicos.

4.2. ZAPATAS CONTINUAS. (HERRON, 1988 y LOPEZ Y POLO, 1993)

Para pórticos mostrados en la figura 11 y 12 se han realizado variaciones en los parámetros, con objeto de conocer la sensibilidad del problema a diferentes circunstancias de cálculo y diseño que se pueden presentar, y para una estratigrafía típica que se muestra en la figura 13.

En la figura 13 se muestra la sensibilidad del método con la discretización, que, como se ve, no requiere ser exhaustiva, aunque no se recomienda un número de dovelas menor de 7.

La influencia de la deformabilidad del suelo es crítica sobre todo para estructuras de una luz, como puede verse si se comparan las figuras 15 y 16. Dicha influencia aumenta también al aumentar las luces.

La importancia de utilizar métodos como el que se presenta se resalta en las figuras 17 y 18, pues la rigidez de la estructura es fundamental para el diseño, aunque se resalta el efecto de la rigidez de la cimentación, en relación a la de toda la superestructura, figura 19. A todas luces, la suposición de que la reacción es uniforme es inadmisible en estos casos.

Igualmente importante es la definición del esfuerzo límite que puede soportar el suelo, figura 20, aunque en la práctica, debido a los factores de seguridad que usualmente se utilizan, rara vez se sobrepasa.

En cuanto a los efectos en la superestructura, en la figura 21 se muestran las variaciones con respecto a análisis sin ISE, que no parecen despreciables.

4.3 LOSAS DE CIMENTACION. (PEREZ Y TOBON, 1986)

Aunque las conclusiones del subcapítulo anterior son en general válidas para el caso de losas, la figura 22 complementa el efecto de no elegir adecuadamente el espesor de los estratos, que como se ha recomendado, no debe ser mayor que el ancho de la menor dovela.

Los análisis para este caso se han realizado en el plano, haciéndose extensión tridimensional mediante el método de las imágenes. Si bien las hipótesis anteriores son discutibles, es imposible "partir" la losa en secciones para analizar cada pórtico por separado, obligándose a trabajar con un pórtico equivalente a la suma de todos los pórticos. Lo anterior no ha hecho sino evidenciar la necesidad de extender el método propuesto al caso tridimensional, actualmente en proceso.

Sin embargo, para el caso de losas en edificios de mampostería en que no existen problemas con los pórticos, se han aplicado con éxito como se muestra en las figuras 23 y 24.

4.5. CIMENTACIONES PROFUNDAS. (ATEHORTUA Y VALLEJO, 1988)

La misma metodología general descrita, extendida para el caso de cimentaciones, ha sido utilizada para ver el efecto de deslizamiento superficiales en pilas, como se muestra en la tabla 5 y figuras 25 a 28.

5. REFERENCIAS

- ACOSTA y VELASQUEZ. (1993). ANALISIS E INSTRUMENTACION DEL LLENO ALIGERADO DE ICOPOR DEL HOSPITAL DE LA UNION. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- ATEHORTUA y VALLEJO. (1988). EFECTO DE LA INESTABILIDAD DE LADERAS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- BOTERO y GOMEZ. (1992). METODO GENERAL DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- CHAMECKI, S. (1956), STRUCTURAL RIGIDITY IN CALCULATING SETTLEMENTS, Journal of soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, vol. 82, No.SM1, paper 865.
- CHEUNG, Y. K., and D.K. Nag, (1968), PLATES AND BEAMS ON ELASTIC FOUNDATIONS, Geotechnique.
- DEMENECHI, A. (1979). UN METODO PARA EL ANALISIS CONJUNTO DE LA ESTRUCTURA Y EL SUELO, Rev. Ingeniería, Vol XLIX, No 3, México.
- DEMENECHI, A. (1983). IIINTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, Rev. Ingeniería, Vol LIII, No. 4, México.
- GARZA, L. (1984). IIINTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, Rev. Asociación de Ingenieros del Valle, No. 443.
- HERRON, W. (1988). DISEÑO DE ZAPATAS CONTINUAS POR EL METODO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- HETENYI, M. (1964). BEAMS ON ELASTIC FOUNDATIONS, University of Michigan Press.

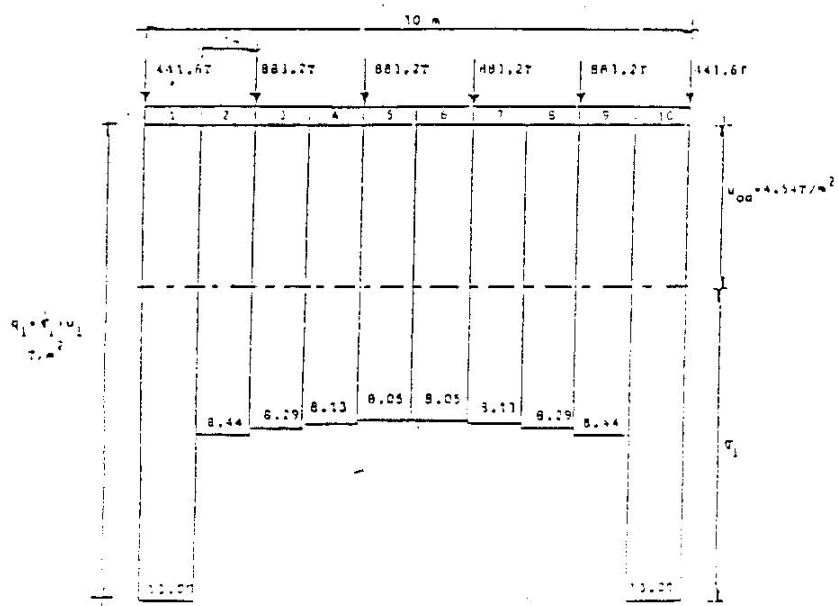
- KONIG, G., Sherif, G. (1975). CONSIDERACION DE LAS CONDICIONES REALES EN EL CALCULO DE LOSAS DE CIMENTACION, Trad. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, No. 112.
- LOPEZ Y POLO. (1993). ANALISIS DE ZAPATAS CONTINUAS PARA MUROS MEDIANTE EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- MELI, R., HERNANDEZ, O. (1975). EFECTOS DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES EN CONSTRUCCIONES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- MOLANO, J. C. (1992). INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, UNA NUEVA APROXIMACION, Séptimas jornadas geotécnica de la Ingeniería de Colombia, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Bogotá.
- PABON y CORREA. (1987). CALCULO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE ZAPATAS AISLADAS. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- PEREZ Y TOBON. (1986). CALCULO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA PARA LOSAS CONTINUAS DE FUNDACION. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- PINEDA Y RUA. (1988). EFECTO GLOBAL DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN ZAPATAS CONTINUAS Y VIGAS DE ENLACE. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- TERZAGHI, K. (1943). THEORETICAL SOIL MECHANICS, John Wiley and Sons, inc.
- TERZAGHI, K. (1955). EVALUATION OF COEFFICIENTS OF SUBGRADE REACTION, Geotechnique. Vol 5.
- ZEEVAERT, L. (1975). THE ROLE OF SOIL MECHANICS IN FOUNDARION STRUCTURE-SOIL INTERACTION, Strucutral and Geotechnical Mechanics Symposium, University of Illinois, Urbana.
- ZEEVAERT, L. (1975). INTERACCION DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO CON LA MASA DEL SUELO, IMCYC, Vol XIII, No. 73.
- ZEEVAERT, L. (1980). INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACION. Limusa, México.

ZEEVAERT, L. (1983) FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS.

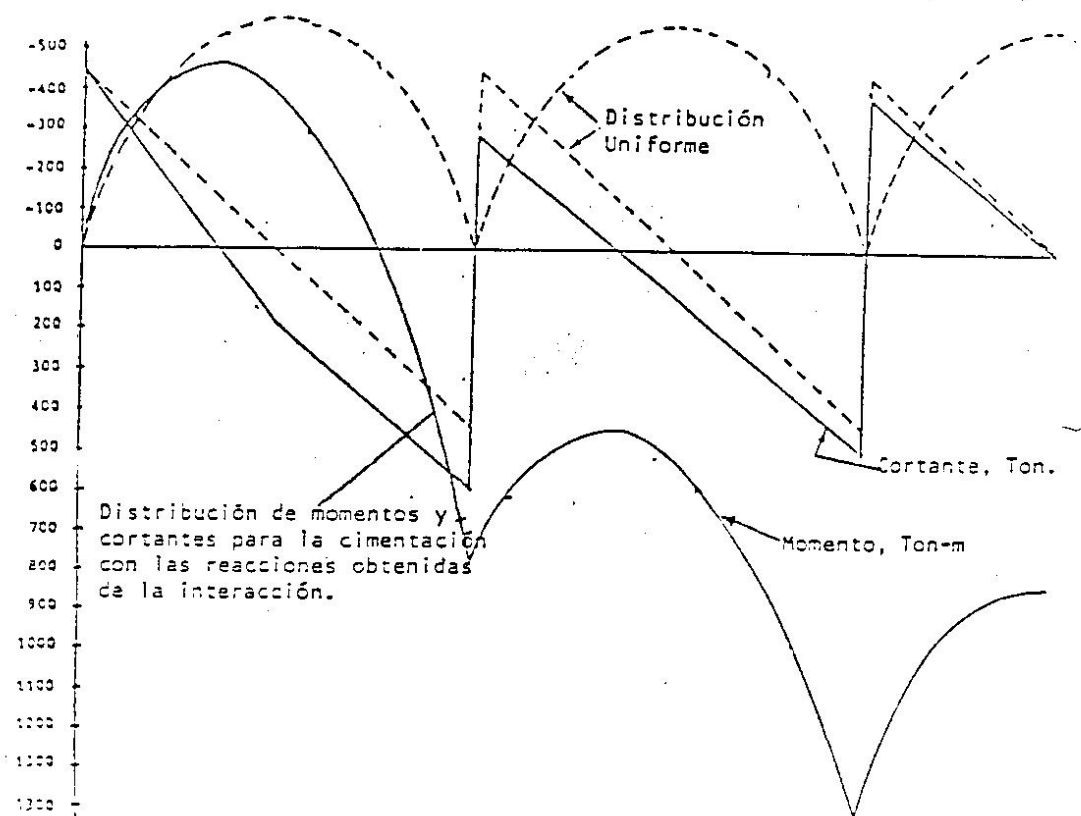
Segunda edición, Van Nostrand Reinhold Co., New York.

ZIENDIEWICZ, O., CHEUNG, Y. (1967). FINITE ELEMENT METHOD IN STRUCTURAL AND

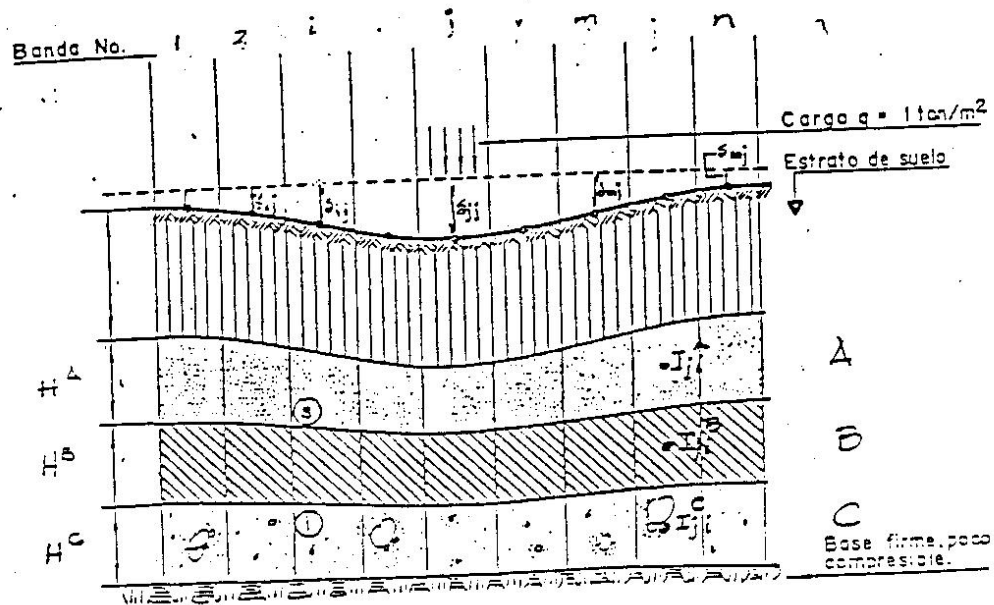
CONTINUUM MECHANICS, McGraw-Hill Book Co., New York.



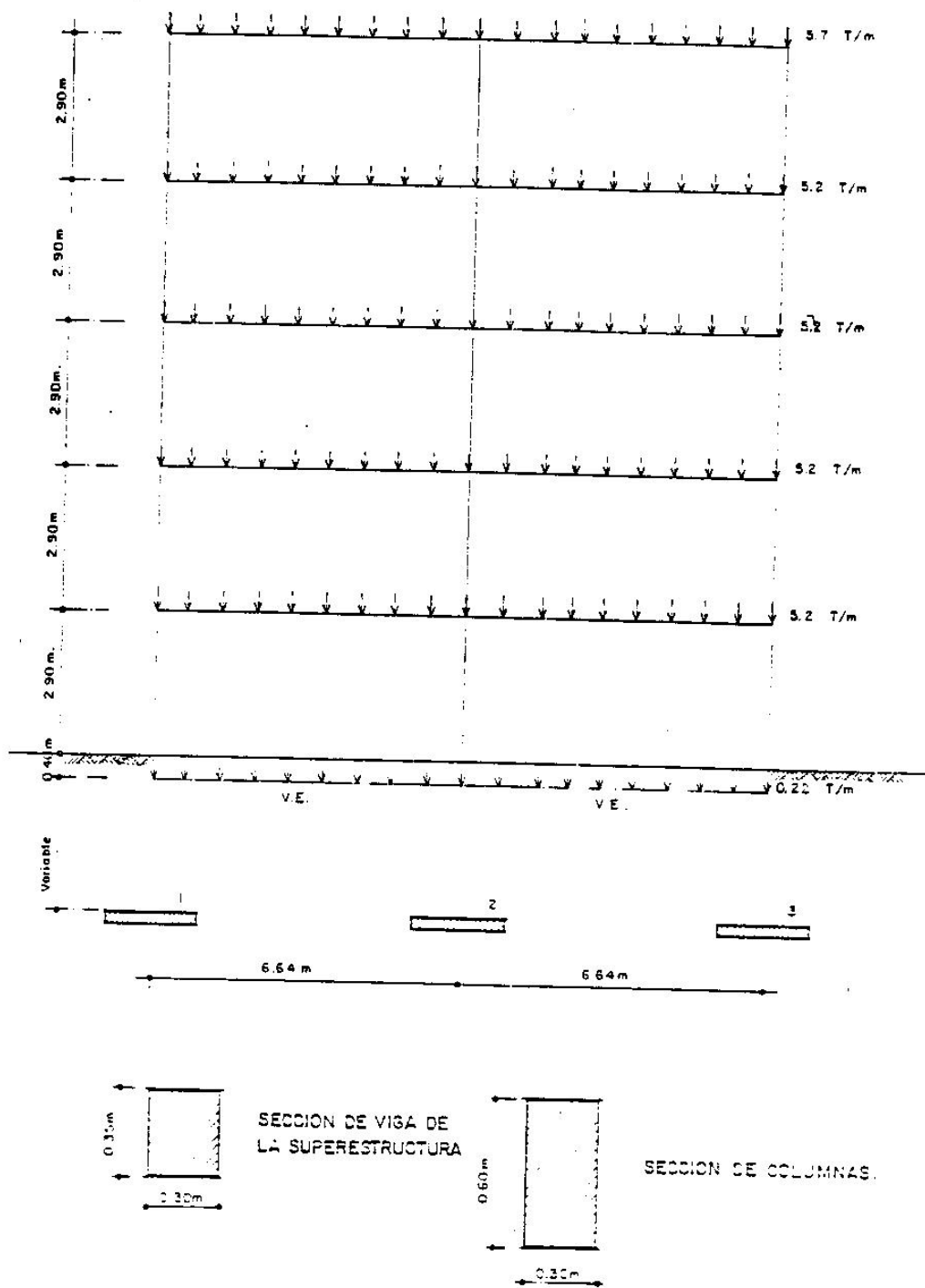
GRAFICA 1. DISTRIBUCION DE REACCIONES BAJO UN CAJON DE CIMENTACION



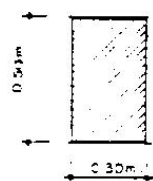
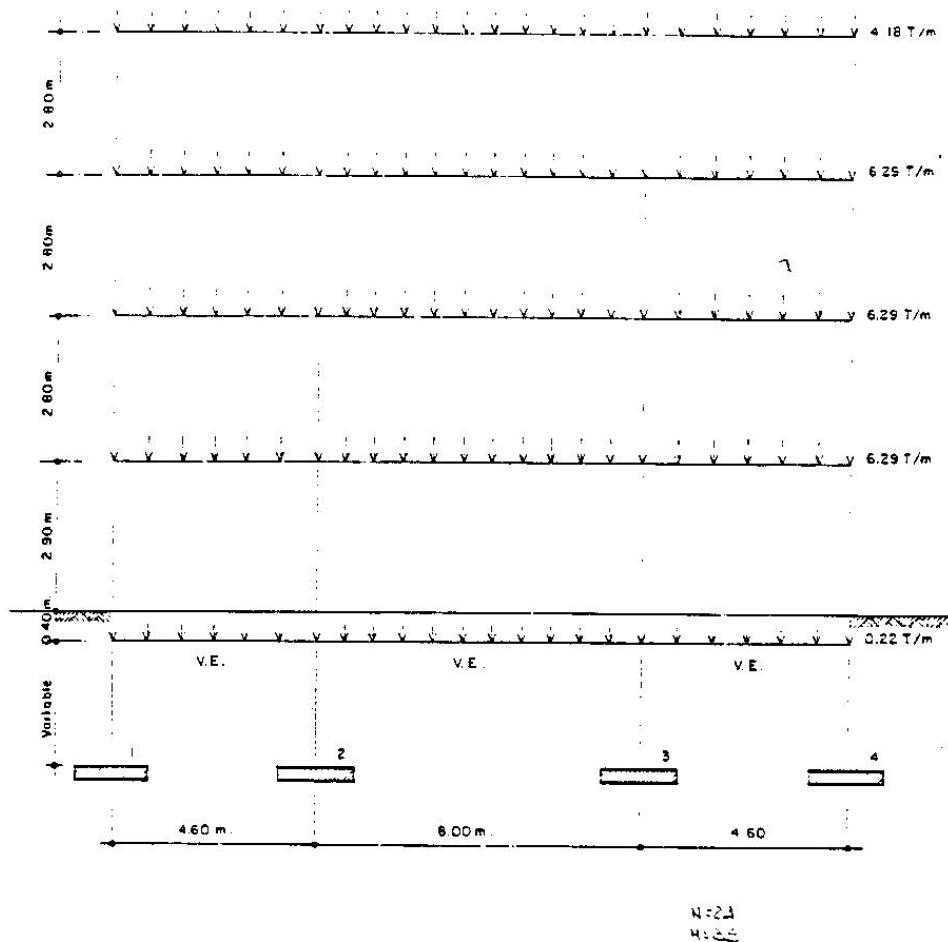
GRAFICA 2. ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CIMENTACION DE LA FIGURA 1



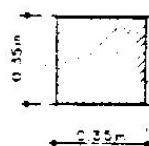
GRAFICA 3. OBTENCION DE EMA



GRAFICA 4. GEOMETRIA, DIMENSIONES, SECCIONES Y CARGAS DEL PORTICO. EJEMPLO I.

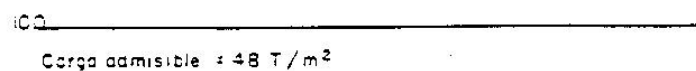
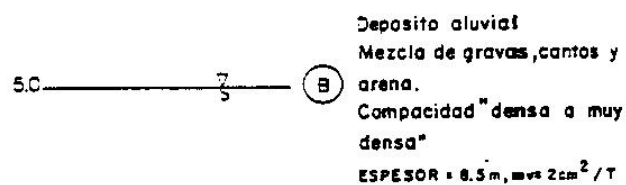
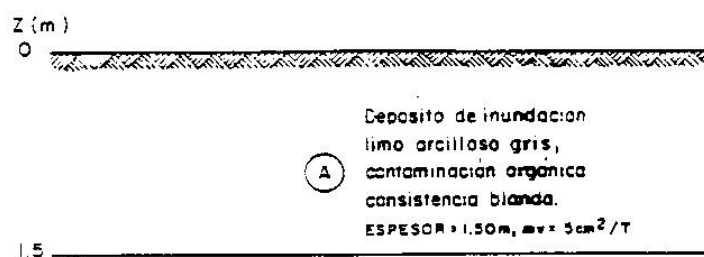


SECCION DE VIGAS DE LA SUPERESTRUCTURA

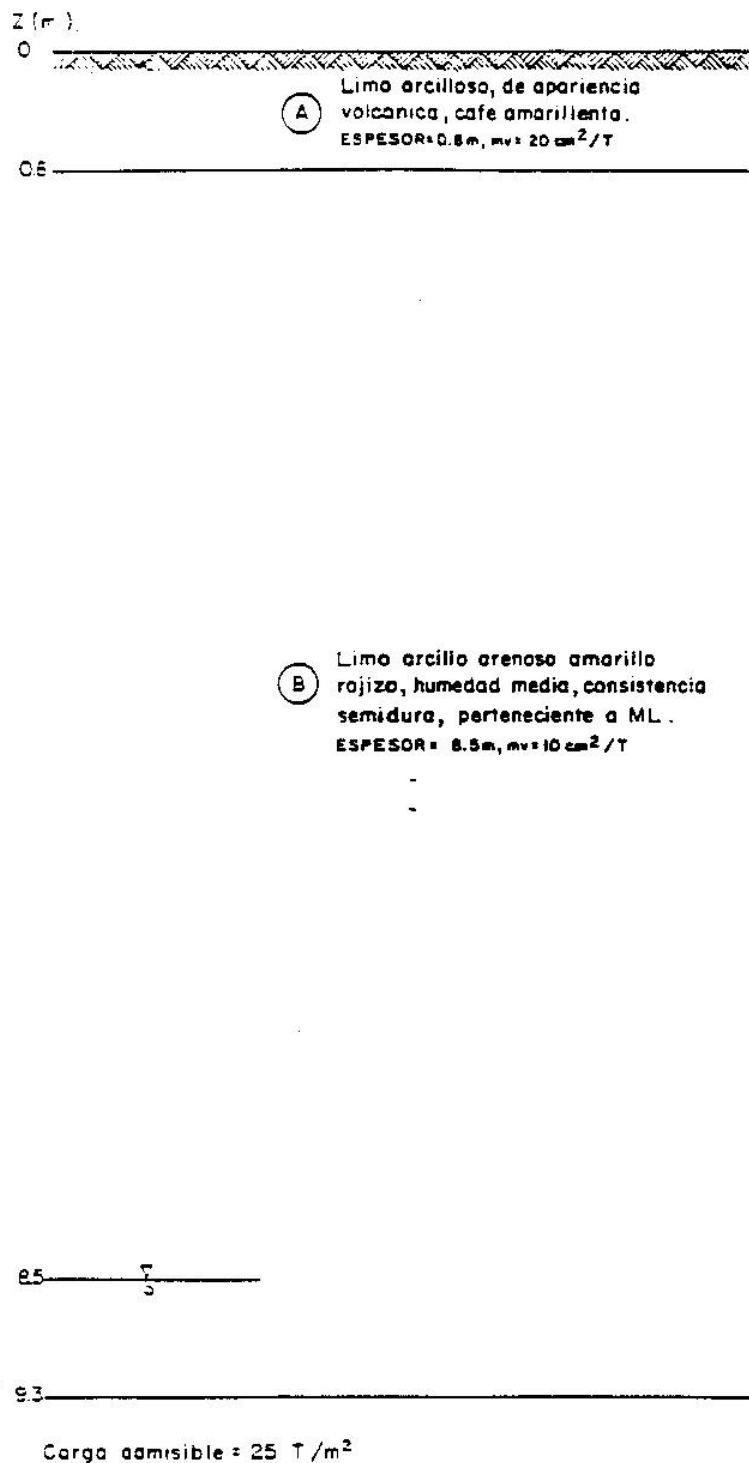


SECCION DE COLUMNAS

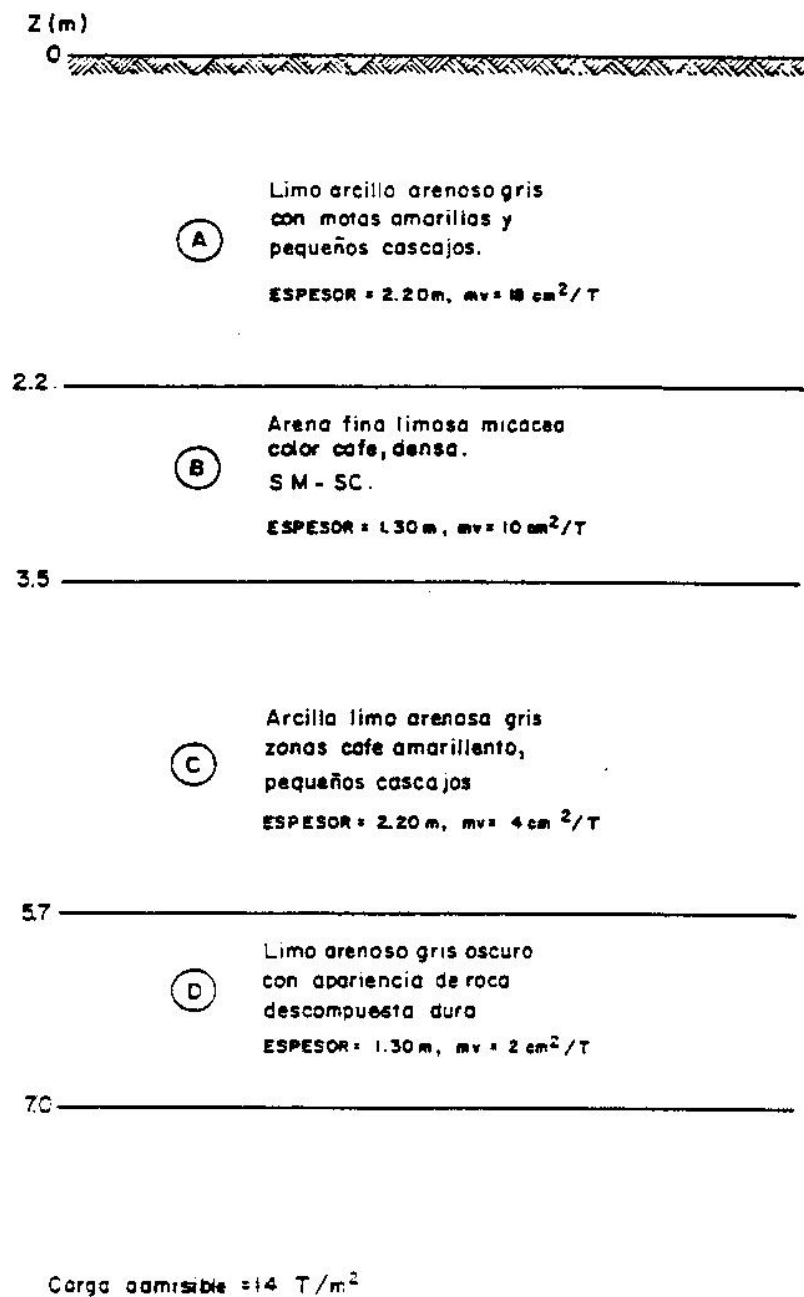
GRAFICA 5. GEOMETRIA, DIMENSIONES Y CARGAS DEL PORTICO. EJEMPLO II.



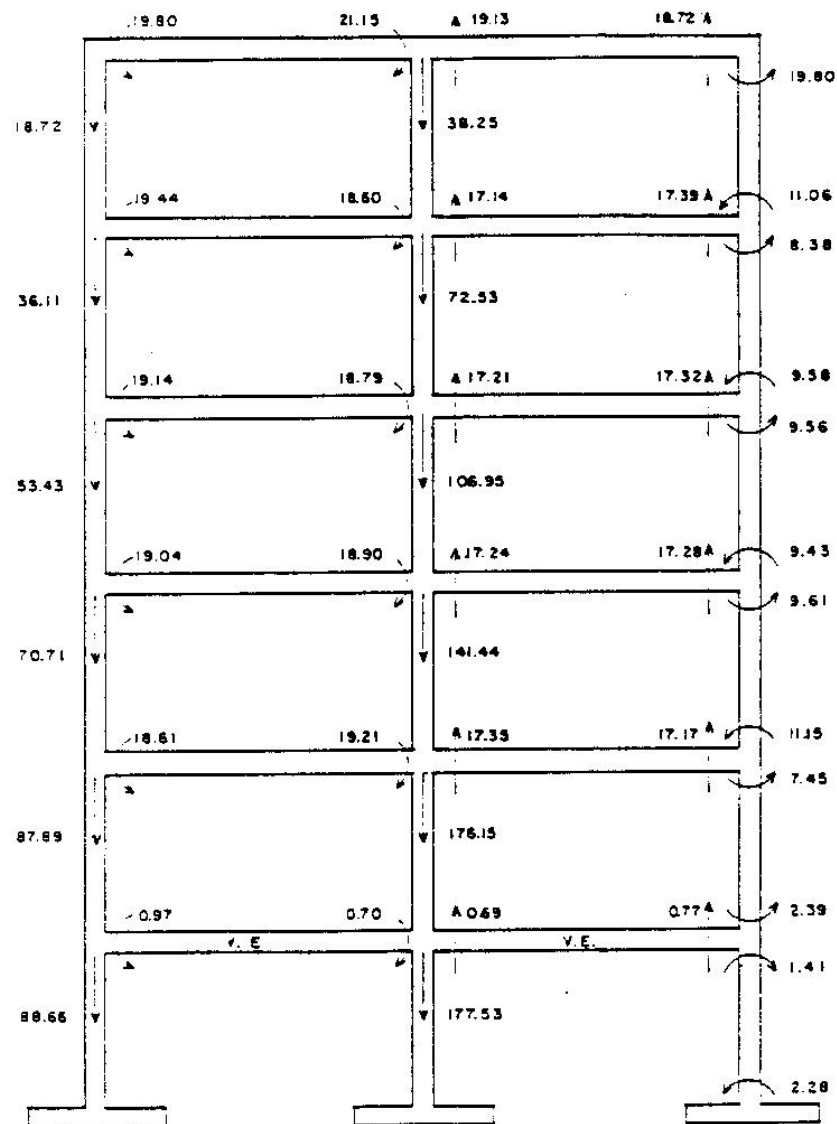
GRAFICA 6. ESTRATIGRAFIA POBLADO (P O)



GRAFICA 7. ESTRATIGRAFIA SABANETA (S1)

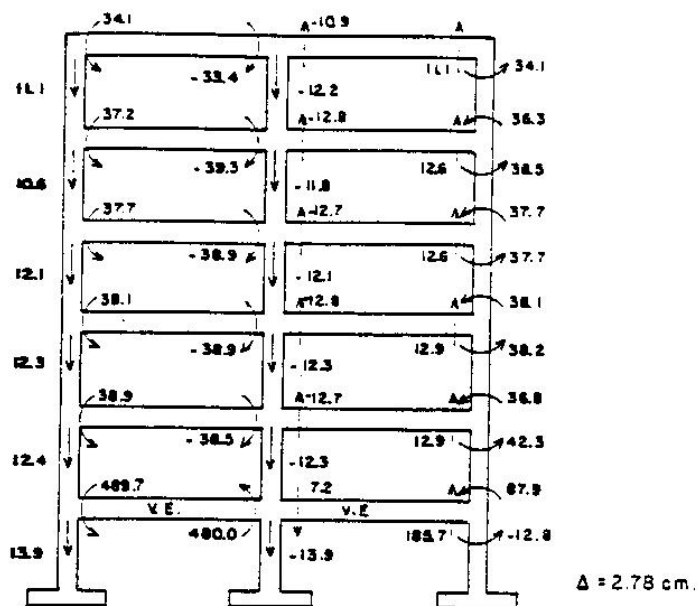


GRAFICA 8. ESTRATIGRAFIA SABANETA (S2)

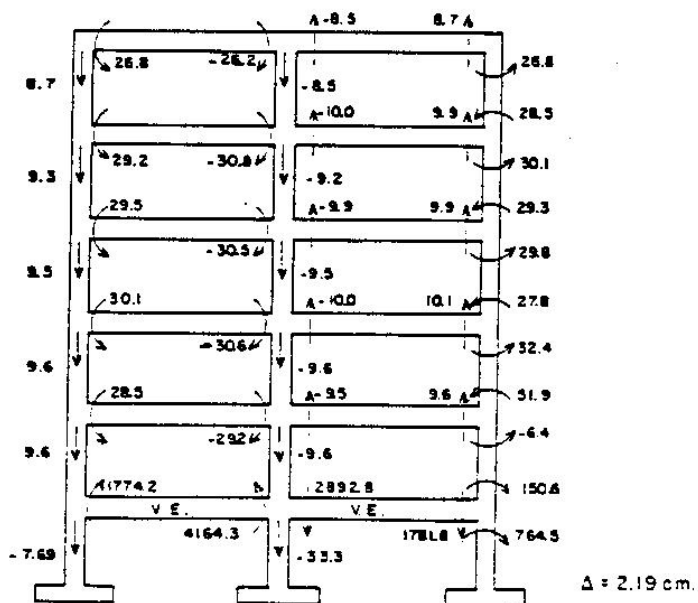


Unidades : ton - m.

FIGURA 9. FUERZAS INTERNAS DEL PORTICO I-S2*, (SIN INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA) CON VIGA DE ENLACE DE SECCION 30cmx30cm

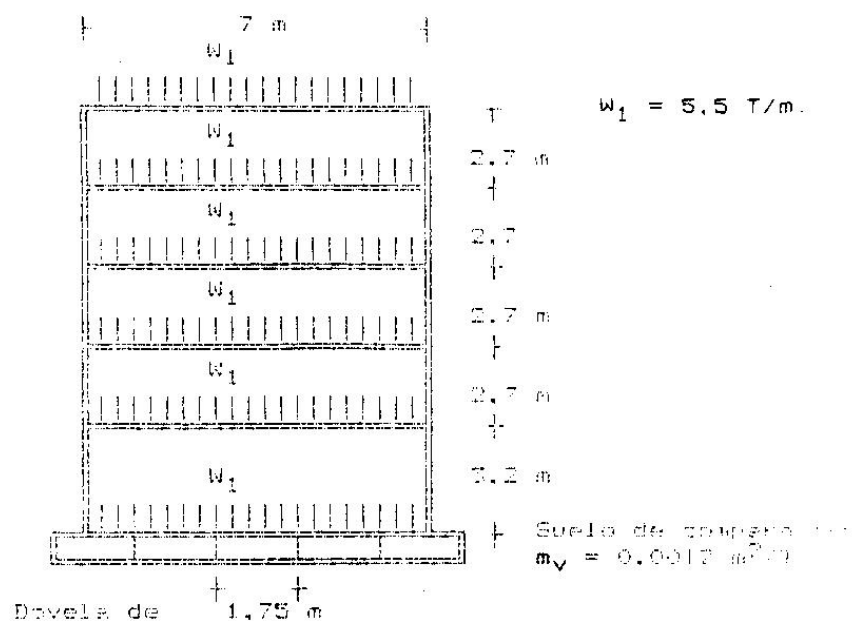


a. Viga de enlace aérea.



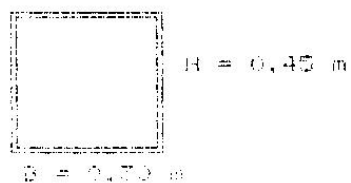
b. Viga de enlace apoyada.

GRAFICA 10. PORCENTAJE DE VARIACION DE LAS FUERZAS INTERNAS DEL PORTICO I-S2* CON VIGA DE ENLACE DE SECCION 30cmx30cm, CASOS B Y D CON RESPECTO AL CASO A

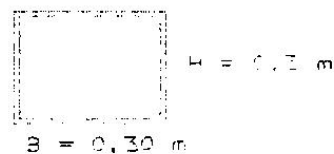


B = base de la sección
H = altura de la sección

sección de vigas



sección de columnas



sección de cimentación

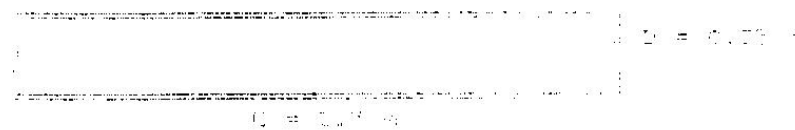
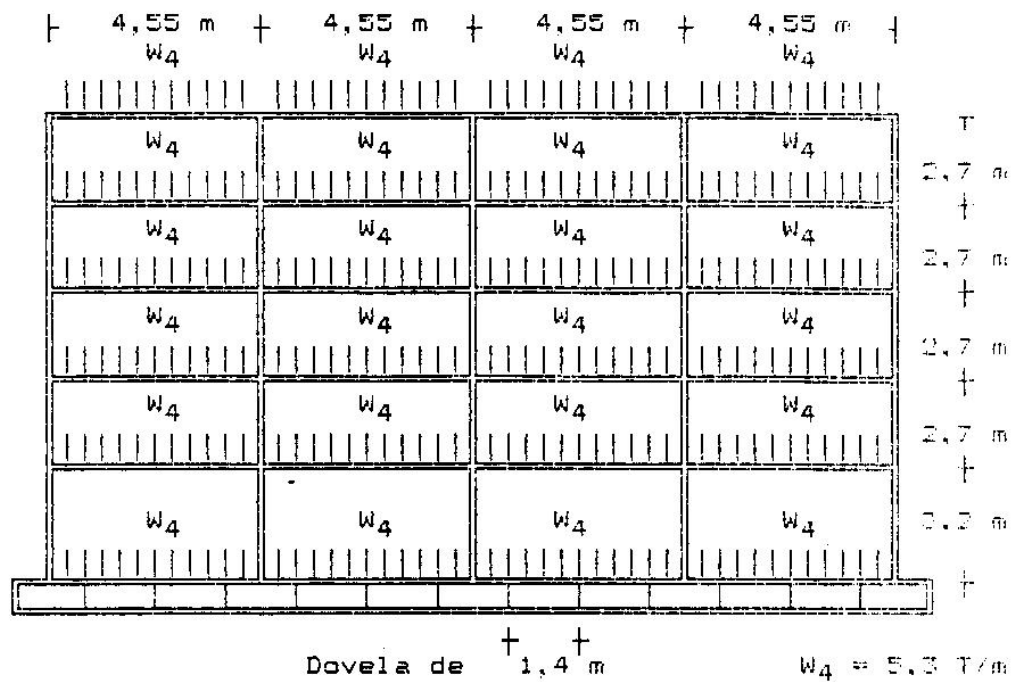


FIGURA 11. PORTICO DE UNA LUZ CON SUS CARGAS, GEOMETRIA Y DIMENSIONES

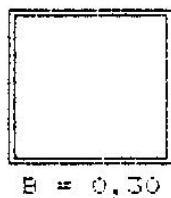


B = base de la sección
H = altura de la sección

Suelo de comparación
 $m_v = 0.0015 \text{ m}^2/\text{T}$

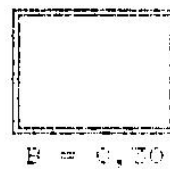
sección de vigas

sección de columnas



$H = 0.40 \text{ m}$

$B = 0.30$



$H = 0.2 \text{ m}$

$B = 0.30$

sección de cimentación (" T " invertida)

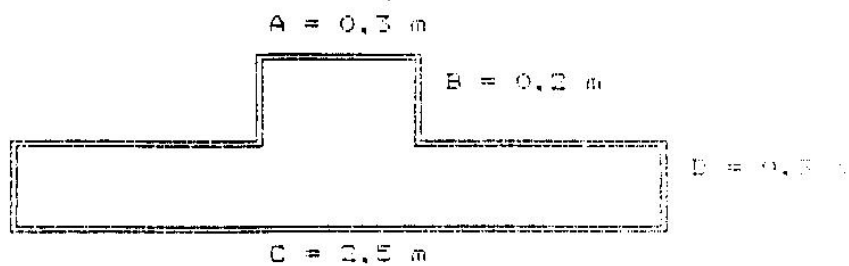


FIGURA 12. PORTICO DE CUATRO LUCES CON SUS CARGAS, GEOMETRIA Y DIMENSIONES

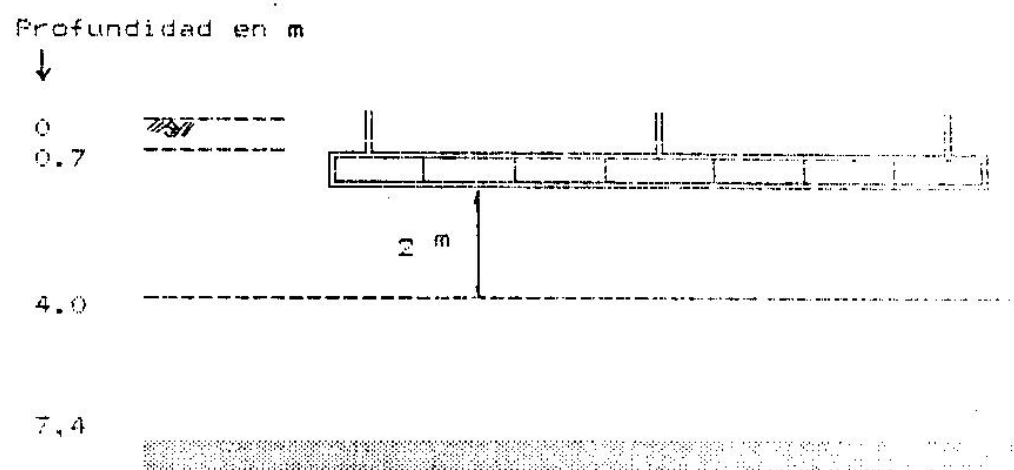


FIGURA 13. ESTRATIGRAFIA TIPICA

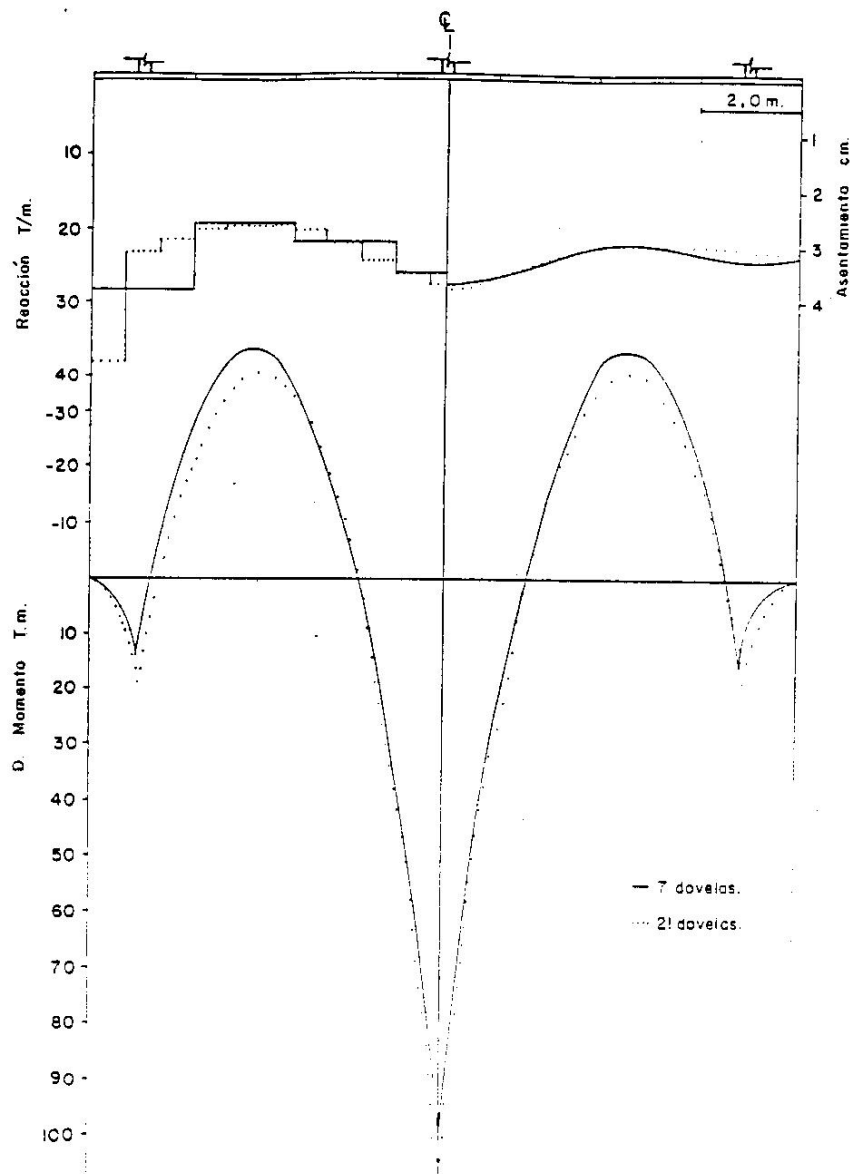


FIGURA 14. REACCIONES, ASENTAMIENTO Y DIAGRAMAS DE MOMENTOS, PARA LA CIMENTACION DEL PORTICO DE DOS LUCES, VARIANDO EL NUMERO DE DOVELAS

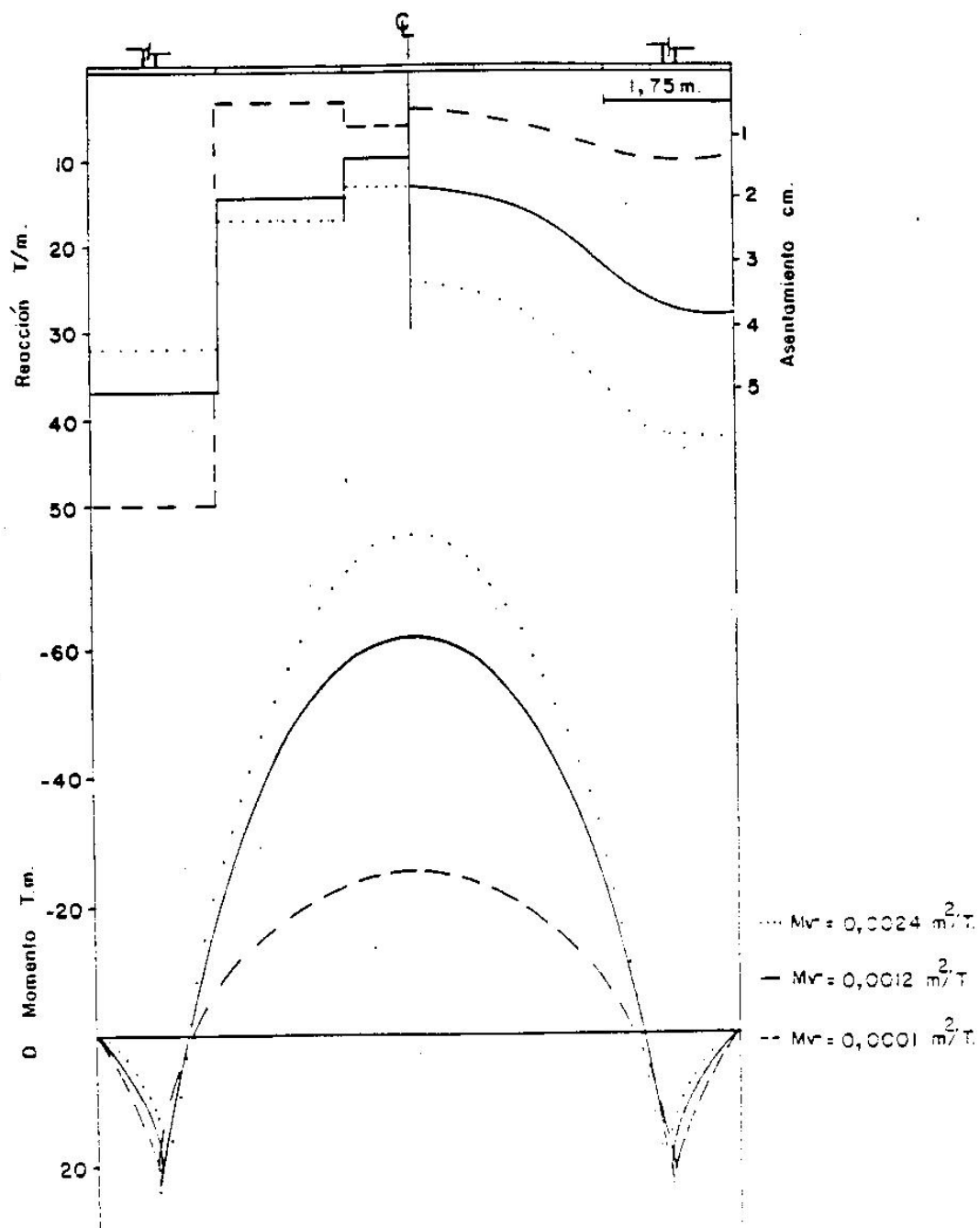


FIGURA 15. REACCIONES, ASENTAMIENTOS Y DIAGRAMAS DE MOMENTOS, PARA LA CIMENTACION DEL PORTICO DE DOS LUZ, VARIANDO LA COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO

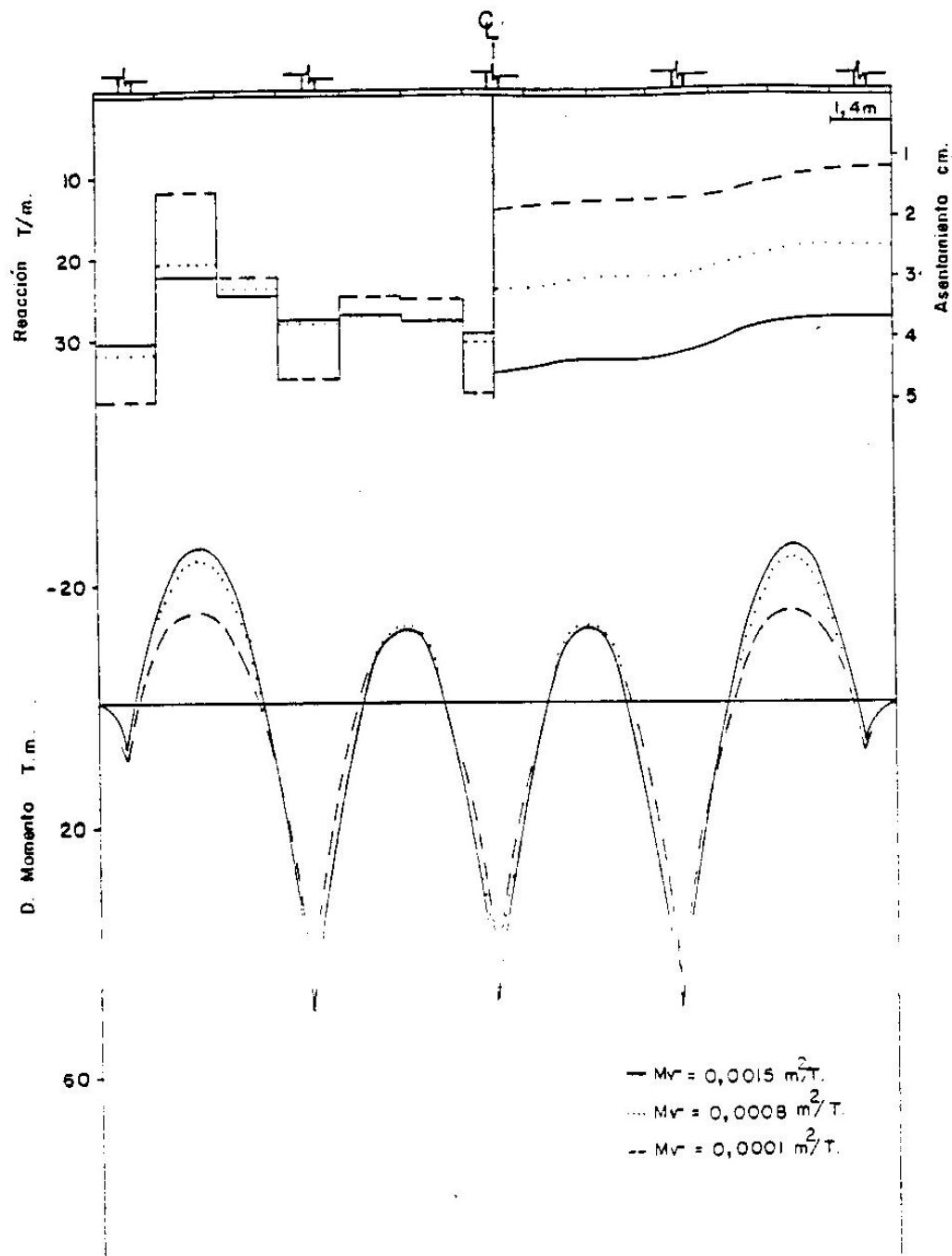


FIGURA 16. REACCIONES, ASENTAMIENTOS Y DIAGRAMAS DE MOMENTOS, PARA LA CIMENTACION DEL PORTICO DE CUATRO LUCES. VARIANDO LA COMPRESIBILIDAD DEL ESTRATO

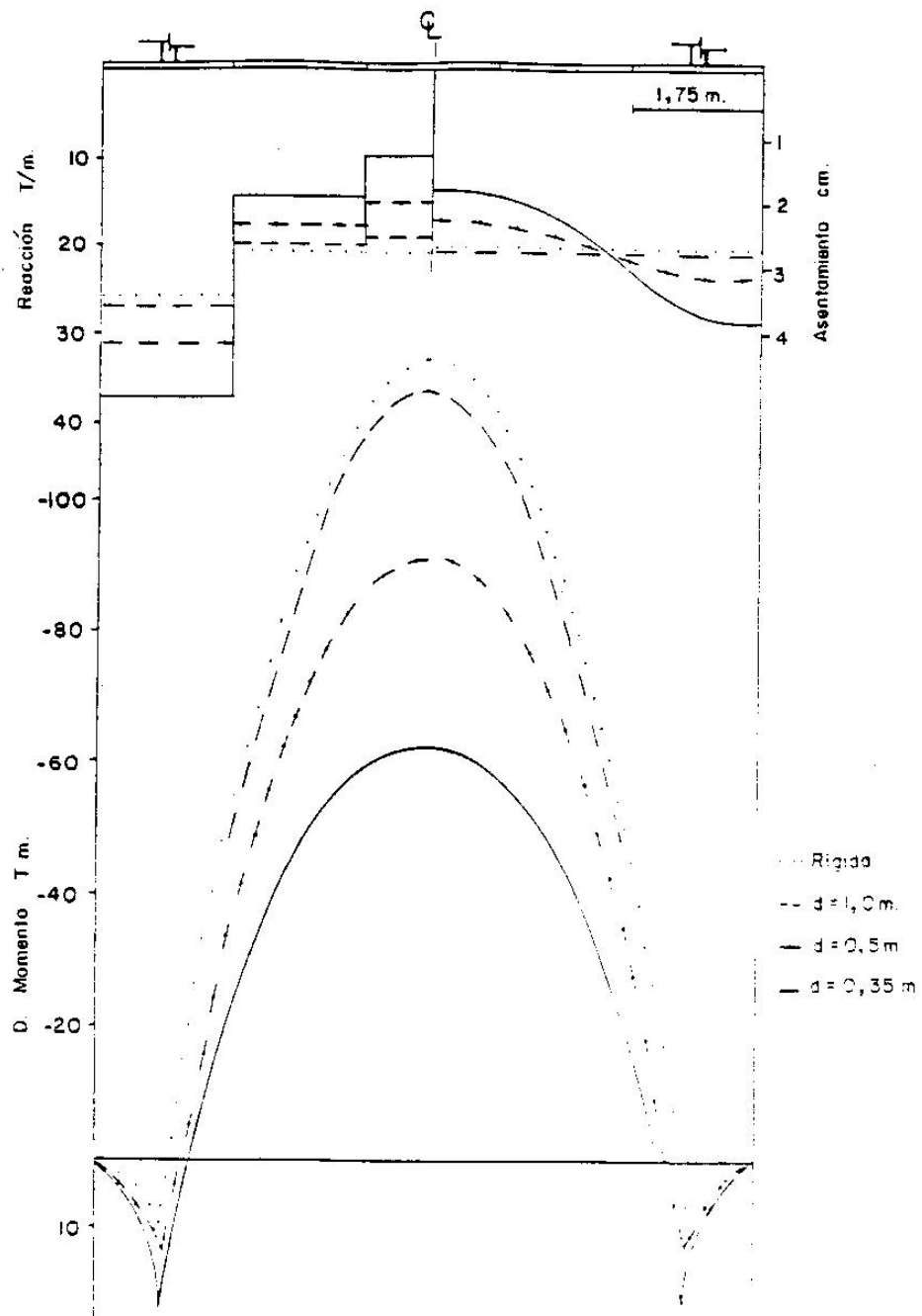


FIGURA 17. REACCIONES, ASENTAMIENTOS Y DIAGRAMAS DE MOMENTOS PARA LA CIMENTACION DEL PORTICO DE UNA LUZ. VARIANDO LA RIGIDEZ (ESPESOR) DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION

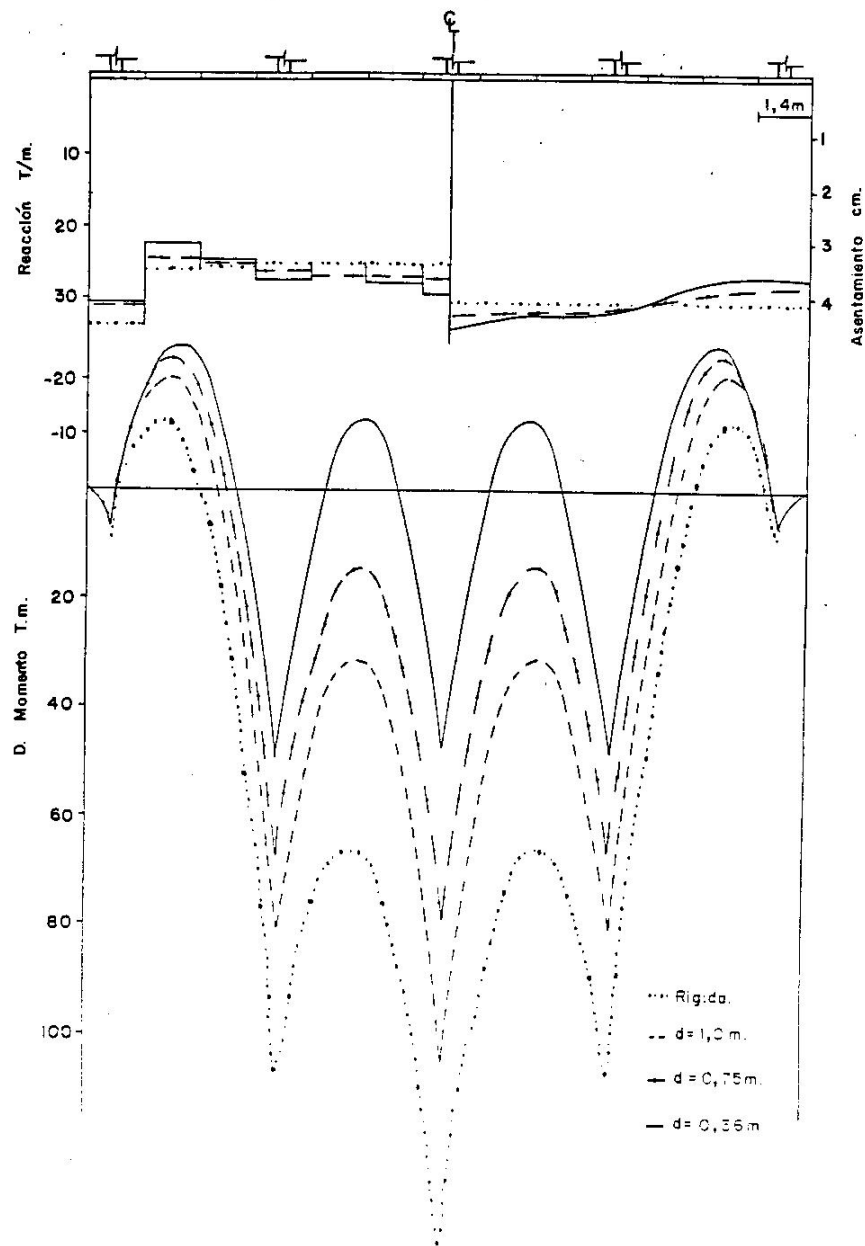


FIGURA 13. REACCIONES, ASENTAMIENTOS Y DIAGRAMAS DE MOMENTOS, PARA LA CIMENTACION DEL PORTICO DE CUATRO LUCES, VARIANDO LA RIGIDEZ (ESPESOR) DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION.

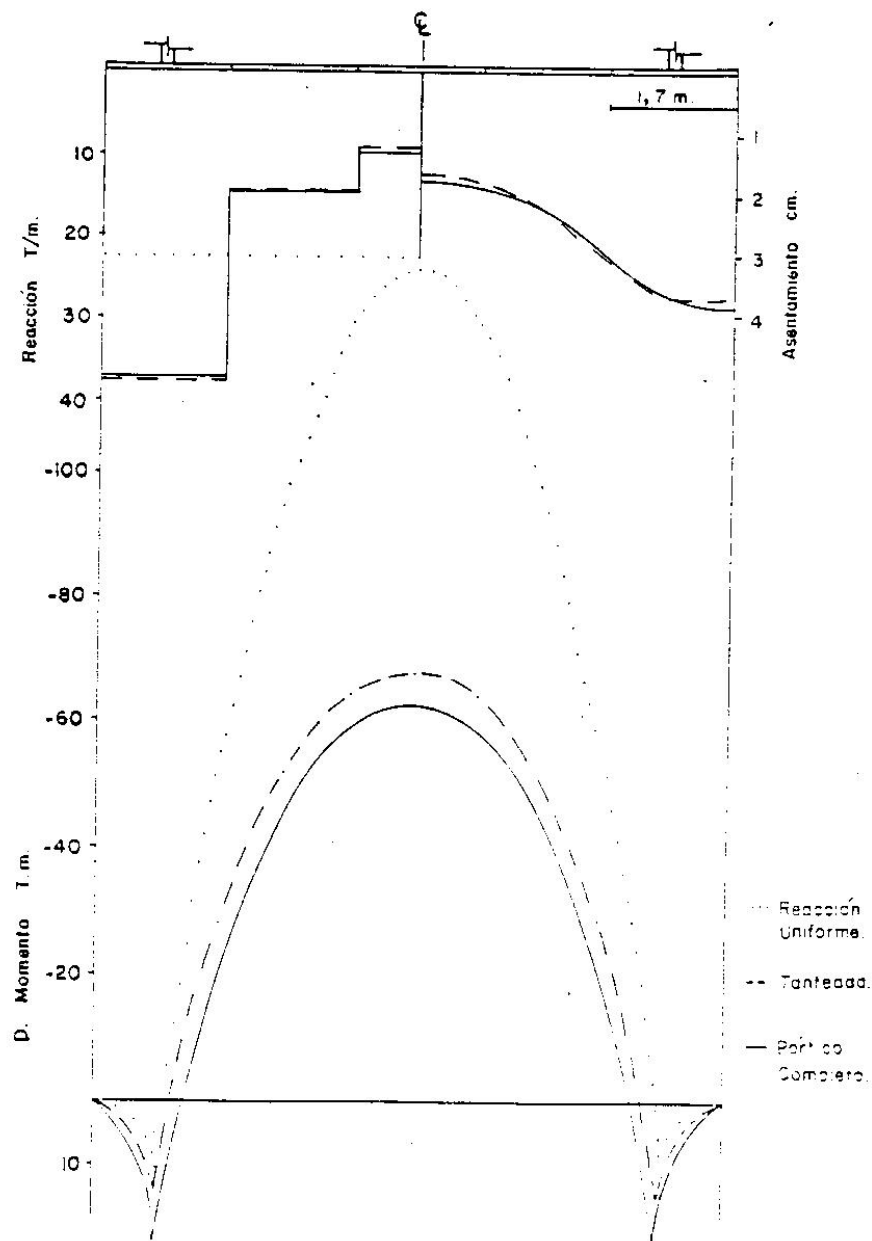


FIGURA 19. REACCIONES, ASENTAMIENTOS Y DIAGRAMAS DE MOMENTOS, PARA LA CIMENTACION DEL PORTICO DE UNA LUZ, CON ANALISIS TRADICIONAL Y DE ISE

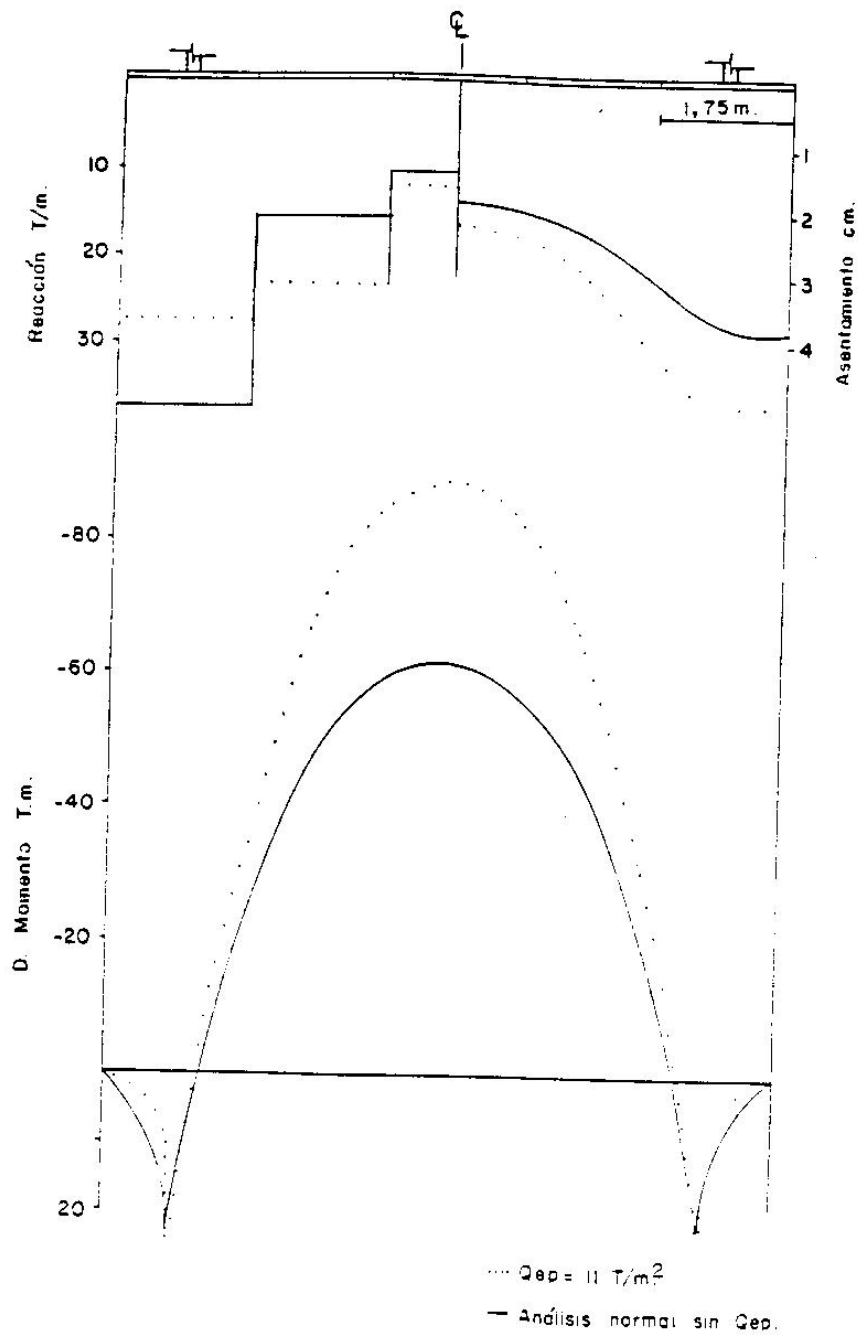
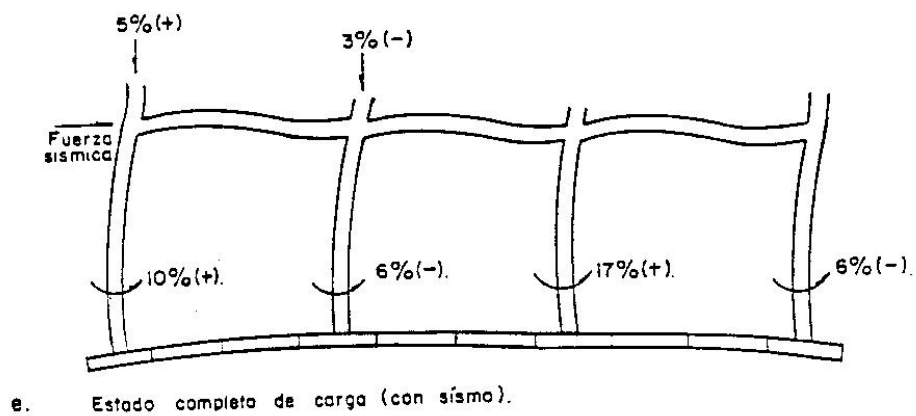
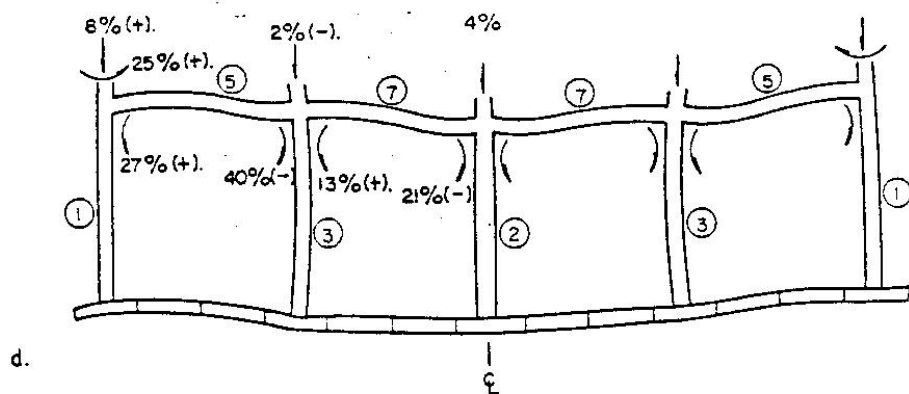


FIGURA 20. REACCIONES, ASENTAMIENTOS Y DIAGRAMAS DE MOMENTOS, PARA LA CIMENTACION DEL PORTICO DE UNA LUZ, CON ESFUERZO LIMITE EFECTIVO (Q_{ep})



Nota

- Los porcentajes (%) se sacaron al comparar los resultados de ISE con un análisis normal de rigidez.
- Desde el portico de dos luces en adelante los porcentajes son un promedio para los respectivos elementos en todos los pisos.
- Los primeros cuatro casos corresponden a carga vertical y sus porcentajes son simétricos.

FIGURA 21. VARIACION DE MOMENTOS DE UN ANALISIS CON Y SIN ISE

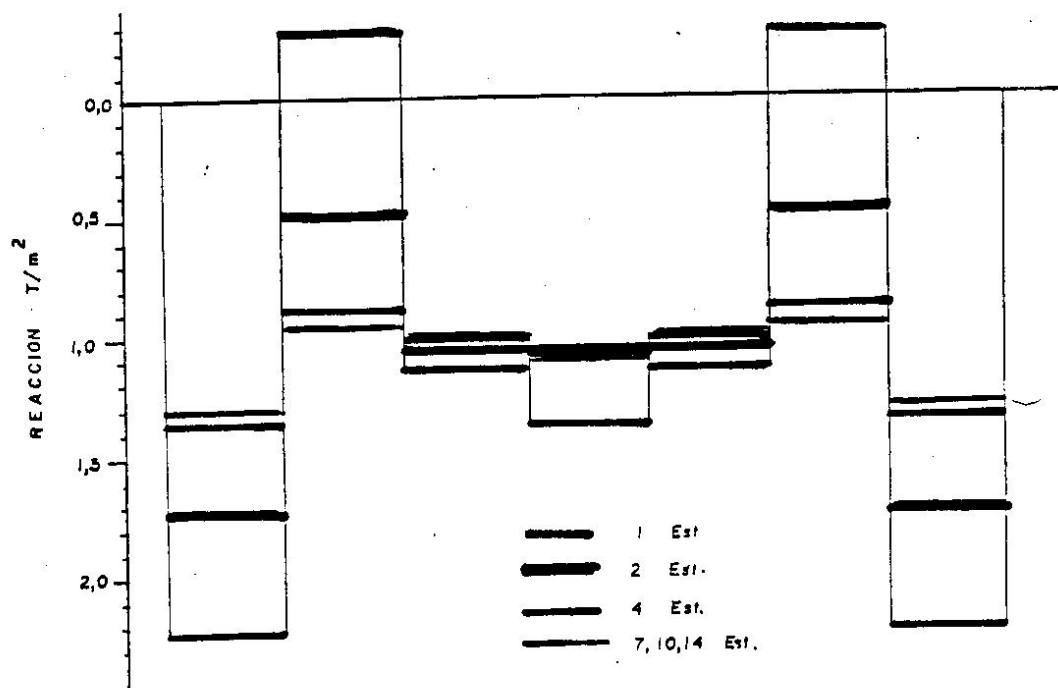
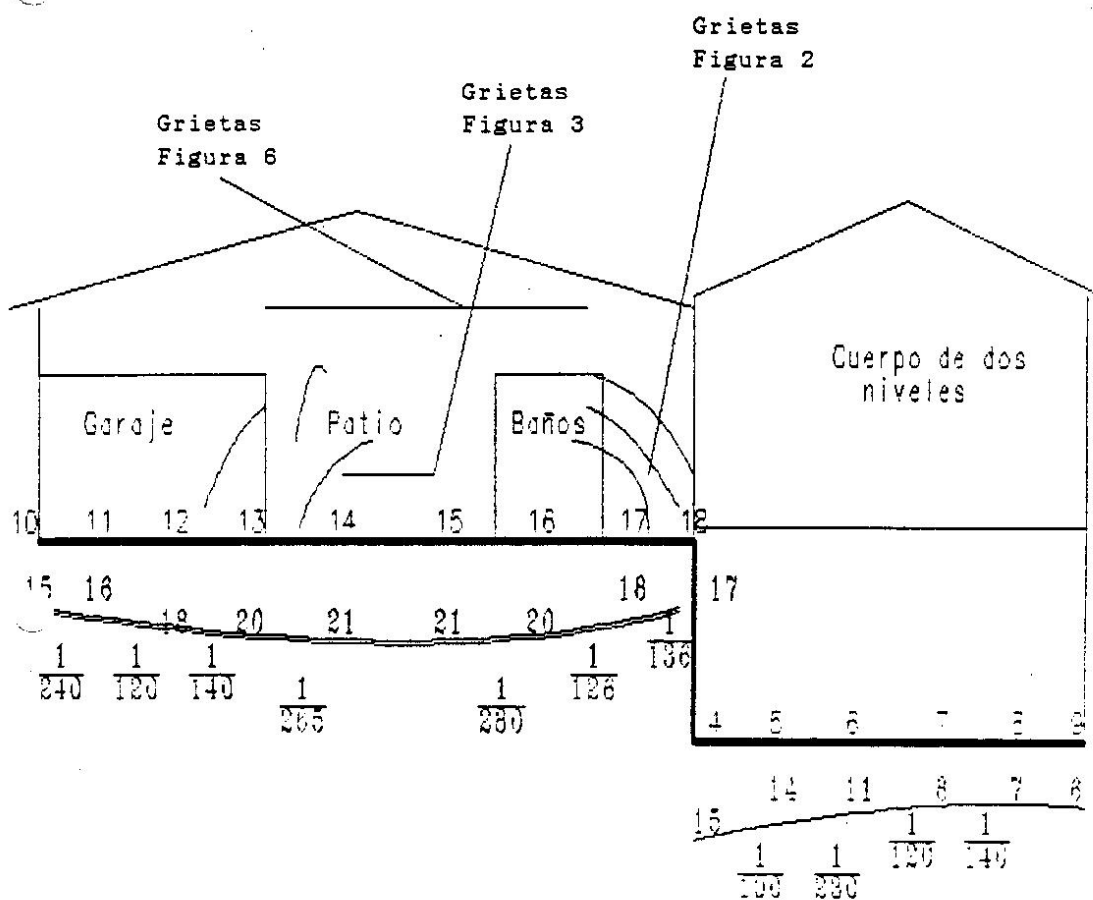


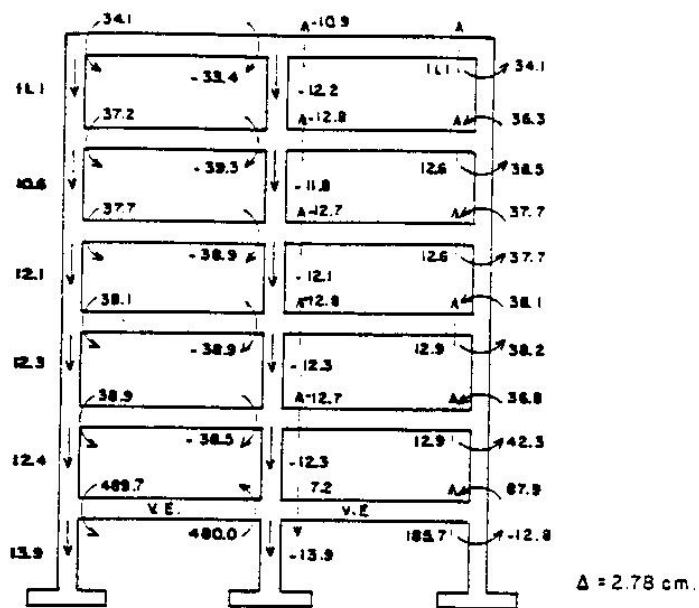
FIGURA 22. REACCIONES DEL SUELO $q(i)$ EN T/m^2 PARA DIFERENTES FORMAS DE SUBDIVIDIR LA ESTRATIGRAFIA TIPICA



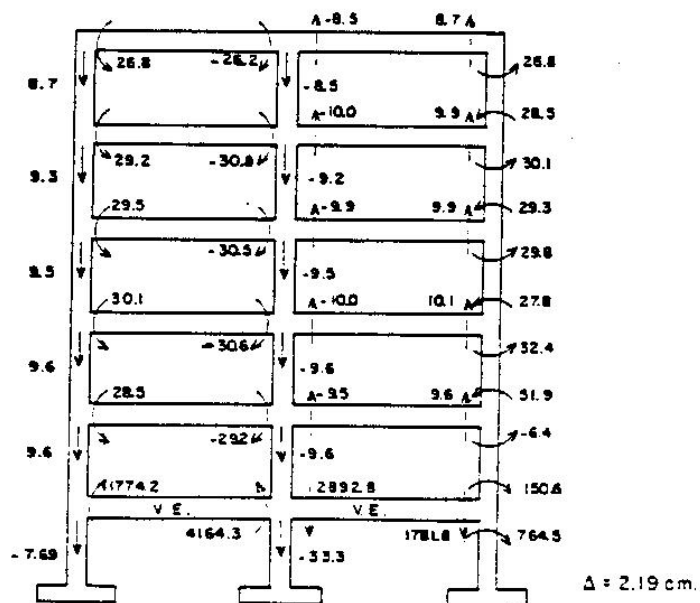
Eso. H 1:170
V 1:13.5

[] Deformación : cm

FIGURA 23. DEFORMADA Y LEVANTAMIENTO DE GRIETAS PARA EL LLENO DE PIEDRA.

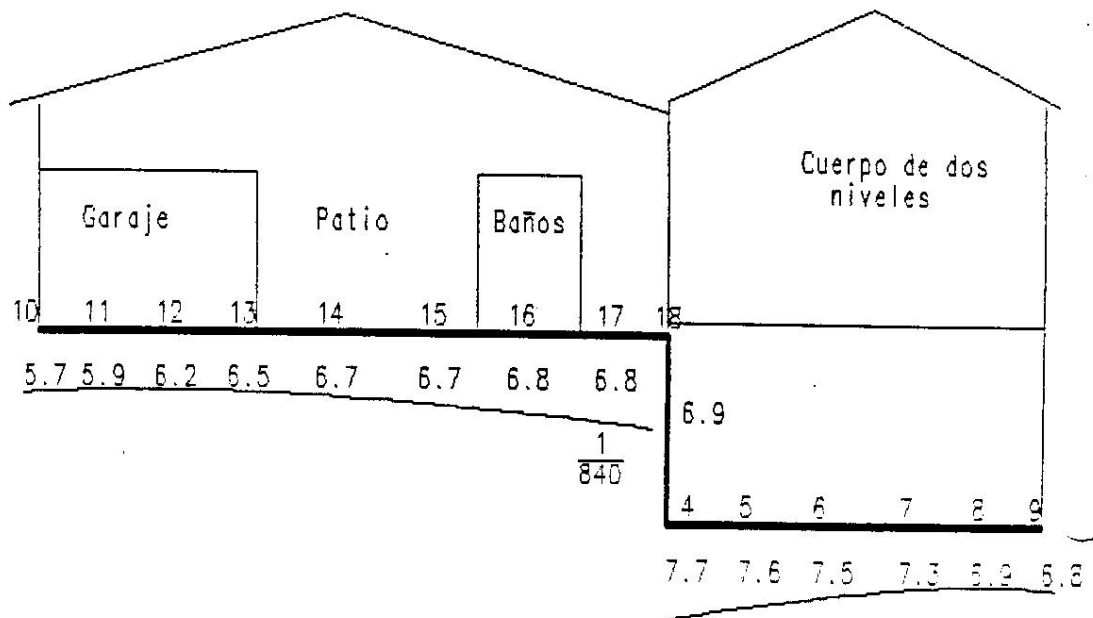


a. Viga de enlace aérea.



b. Viga de enlace apoyada.

GRAFICA 10. PORCENTAJE DE VARIACION DE LAS FUERZAS INTERNAS DEL PORTICO I-S2* CON VIGA DE ENLACE DE SECCION 30cmx30cm, CASOS B Y D CON RESPECTO AL CASO A

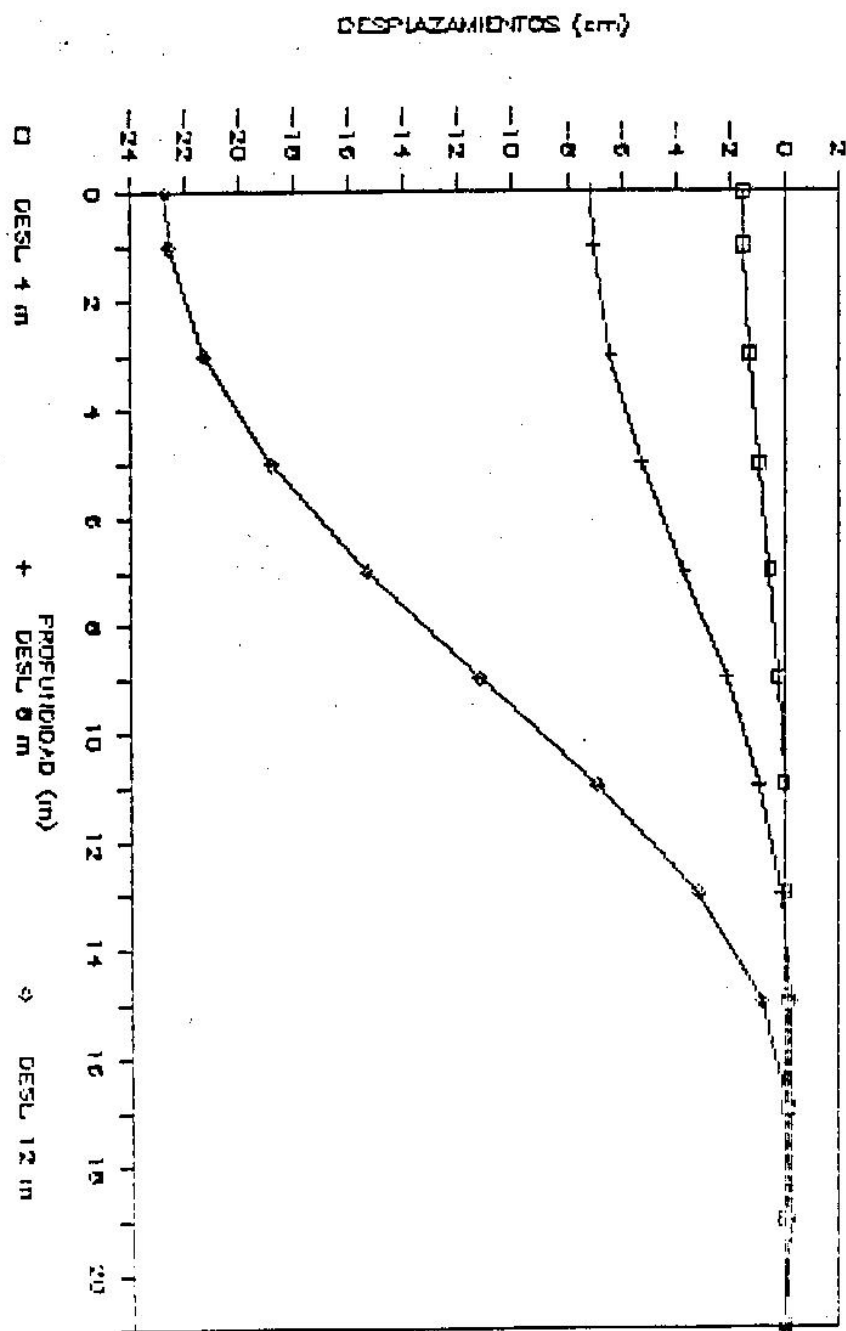


Esc. H 1:170

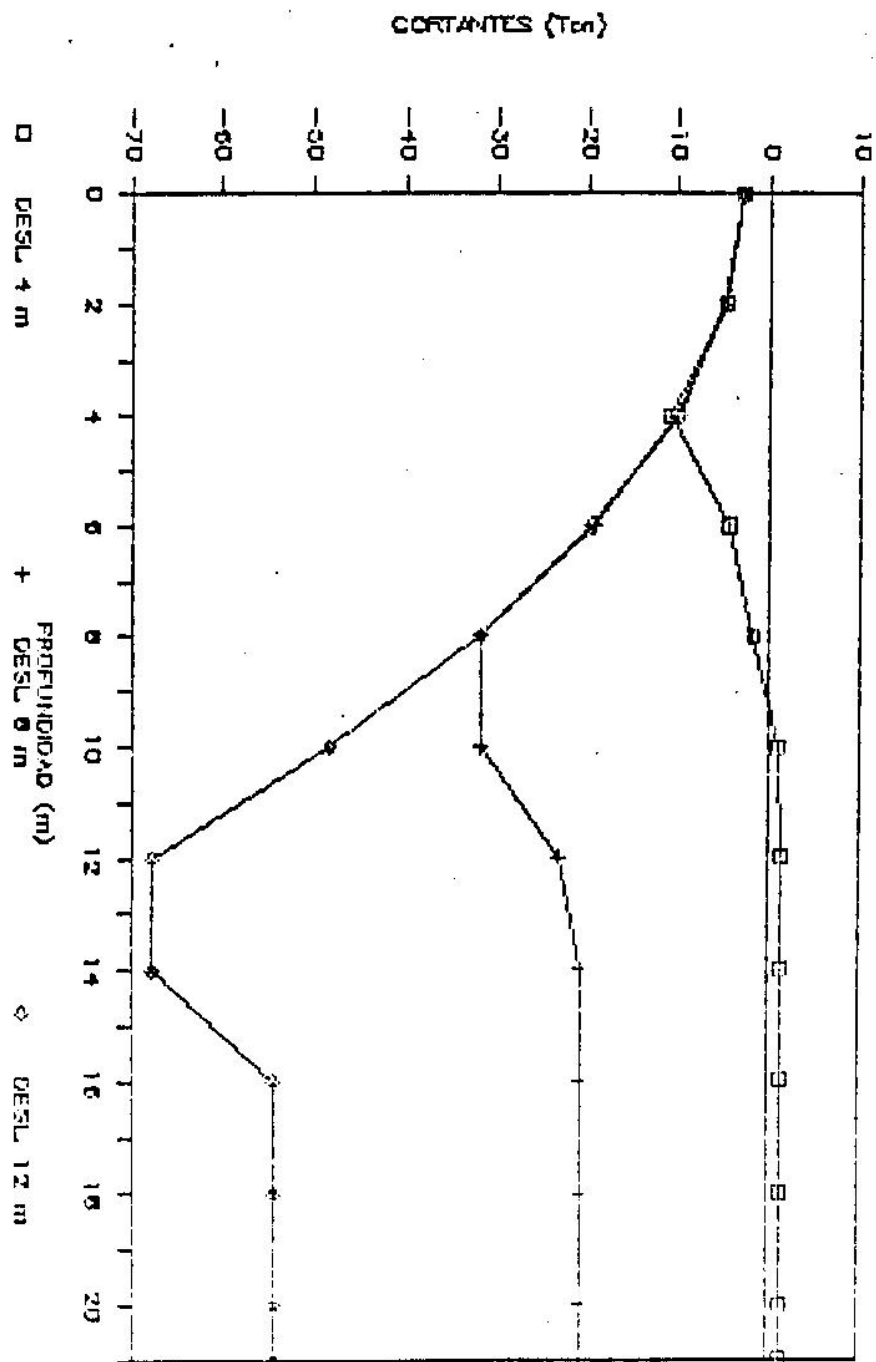
V 1:6,5

[] Deformación : cm

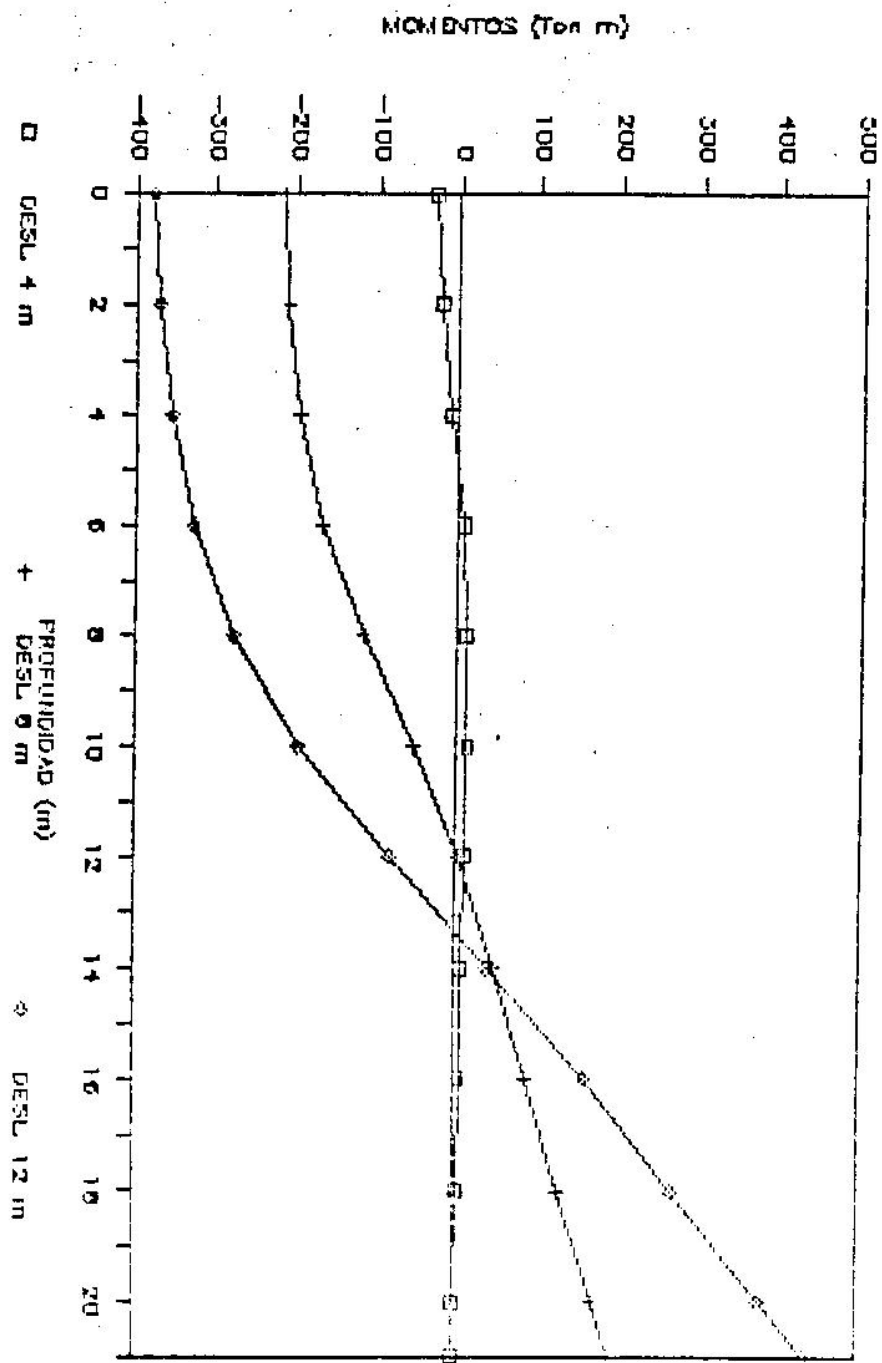
GRAFICA 24. DEFORMADA PARA LLENO INICIAL DE ICOPOR



GRAFICA 25. DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTO



GRAFICA 26. DIAGRAMA DE CORTANTE



GRAFICA 27. DIAGRAMA DE MOMENTO

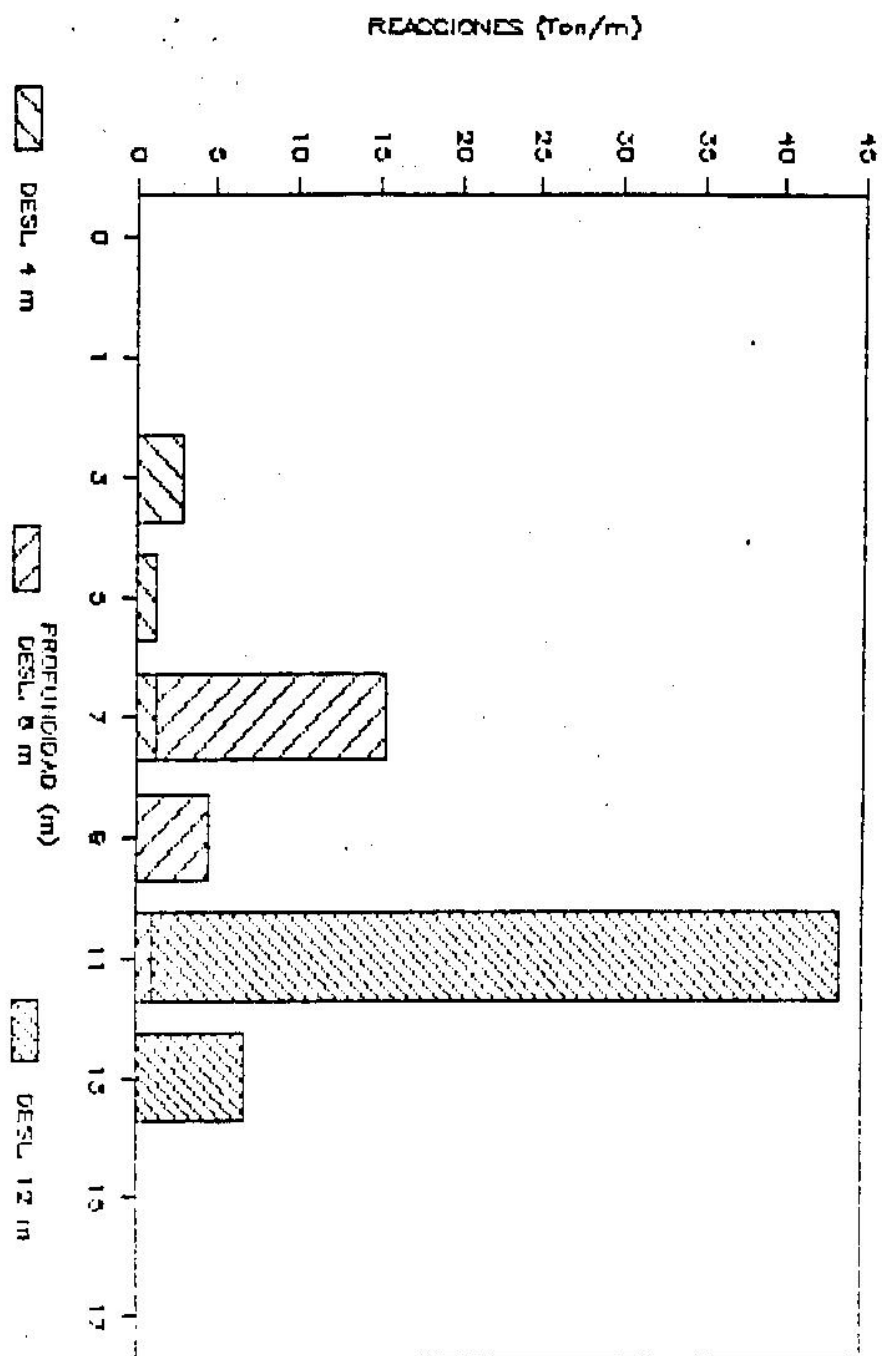


FIGURA 28. DIAGRAMAS DE REACCION DEL SUELO

TABLA I Dimensiones de las zapatas (en m.) de los pórticos I y II para las diferentes estratigrafías.

		ESTRATIGRAFIAS		
Zapata número		P O	S 1	S 2
PORTICO I	1	1.10 x 1.10	1.55 x 1.55	2.10 x 2.10
	2	1.60 x 1.60	2.20 x 2.20	2.90 x 2.90
	3	1.10 x 1.10	1.55 x 1.55	2.10 x 2.10
PORTICO II	1	0.80 x 0.80	1.10 x 1.10	1.50 x 1.50
	2	1.50 x 1.50	2.00 x 2.00	2.70 x 2.70
	3	1.50 x 1.50	2.00 x 2.00	2.70 x 2.70
	4	0.80 x 0.80	1.10 x 1.10	1.50 x 1.50

Nota: El pórtico I con estratigrafía S2 fue analizado además considerando sus tres zapatas con una dimension de 2.10 ms. x 2.10 ms. para inducir a que se produzcan asentamientos diferenciales grandes. (pórtico I - S2*)

TABLA 2. Asentamientos diferenciales bajo consideración de estructura flexible y estructura rígida, para los diferentes casos.

SOLUCO Y ESQUEMATICA	ASENTAMIENTOS		DIFERENCIALES		FACTOR DE VARIACION CON RESPECTO AL CASO DE ESTRUCTURA FLEXIBLE	
	Caso A Estructura flexible	Caso C Pórtico sin ve con ISE en zapatas	Caso B Pórtico con ISE en zapatas	Caso D Con ISE en zapatas y ve	Caso E	Caso F
		VIGA DE ENLACE DE SECCION 30cm x 30cm (excepto caso G)				
I - I0	0.56	0.48	0.47	0.41	0.86	0.84
I - S1	2.04	1.29	1.23	1.09	0.63	0.60
I - S2	1.06	0.73	0.69	0.70	0.69	0.65
II - I0	0.01	0.53	0.50	0.51	0.65	0.63
II - S1	3.01	1.04	0.94	0.95	0.35	0.31
II - S2	1.61	0.60	0.54	0.64	0.37	0.30
		VIGA DE ENLACE DE SECCION 30cm x 60cm (excepto caso G)				
I - I0	0.51	0.48	0.41	0.29	0.09	0.76
I - S1	1.99	1.29	0.95	0.71	0.65	0.46
I - S2	1.03	0.73	0.54	0.47	0.11	0.52
II - I0	0.79	0.53	0.44	0.32	0.67	0.41
II - S1	2.93	1.04	0.79	0.48	0.35	0.27
II - S2	1.56	0.60	0.45	0.30	0.30	0.20

* Casos en que no se cumple la distorsión angular permisible, $AI/L \leq 1/500$

TABLA 3. Influencia de la rigidez de la viga de enlace en el control de asentamientos diferenciales (pórtico I-S2*)

CASO	ASENTAMIENTO DIFERENCIAL (cm)	DISTORSION ANGULAR	FACTOR DE VARIACION CON RESPECTO AL CASO ESTRUCTURA FLEXIBLE
Estructura flexible	4.75	1/140	
Pórtico sin viga de enlace (con ISE).	2.92	1/227	0.61
V.E. aérea de sección 30x30	2.78	1/239	0.59
V.E. aérea de sección 30x60	2.13	1/312	0.45
V.E. aérea de sección 30x90	1.44	1/461	0.30
V.E. apoyada de sección 30x30	2.19	1/303	0.46
V.E. apoyada de sección 30x60	1.46	1/455	0.31
V.E. apoyada de sección 30x90	0.89	1/746	0.19

Nota: El factor de variación se refiere al número de veces que hay que multiplicar el asentamiento diferencial flexible para que dé el asentamiento diferencial del caso considerado.

TABLA 4. Asentamientos totales y cargas que llegan a las zapatas para el pórtico I.

ESTRATIGRAFIA	NUMERO DE LA ZAPATA	CARGAS EN LAS ZAPATAS (Ton)			ASENTAMIENTOS TOTALES (cm)			
		Caso A	Caso B	Caso D	Caso A	Caso B	Caso D	
		Estructura flexible	Viga de enlace aérea	Viga de enlace apoyada	Estructura flexible	Viga de enlace aérea	Viga de enlace apoyada	
VIGA DE ENLACE DE SECCION 30 x 30 cm								
P0	1 - 3	88.74	90.80	78.58	1.66	1.72	1.51	
	2	177.37	173.24	146.66	2.22	2.19	1.92	
S1	1 - 3	88.79	94.20	74.73	5.67	6.09	5.12	
	2	177.26	166.44	133.74	7.71	7.32	6.21	
S2	1 - 3	88.60	91.72	77.51	4.74	4.93	4.27	
	2	177.53	171.40	147.05	5.80	5.62	4.97	
VIGA DE ENLACE DE SECCION 30 x 60 cm								
P0	1 - 3	89.01	92.10	66.15	1.67	1.74	1.33	
	2	176.82	170.64	118.64	2.21	2.15	1.62	
S1	1 - 3	89.10	96.11	68.39	5.69	6.21	4.78	
	2	176.63	162.12	113.73	7.68	7.16	5.49	
S2	1 - 3	88.88	93.00	72.57	4.75	5.00	4.06	
	2	177.09	168.85	131.52	5.78	5.54	4.53	

PROFUNDIDAD DEL DESLIZAMIENTO	4 m	8 m	12 m
MOMENTO MAX. (Ton m)	30.71	217.50	377.24
CORTANTE MAX. (Ton)	10.20	31.80	67.60
DESPL. MAX (cm)	1.51	7.08	22.70
REACCION MAX. (Ton/m)	2.91	14.02	42.35
CUANTIA RFZO. (%)	0.5 (min)	2.5	aumento seccion

TABLA 5. RESUMEN DE ISE PARA PILA DE 20 m DE LARGO
Y 1 m DE DIAMETRO