

## 1. ANTECEDENTES

### 1.1. EL PROBLEMA

La Universidad Autónoma Juan Misael Saracho de la ciudad de Villamontes en los últimos años presenta una disminución de la población universitaria, una de las causales de este hecho es la mala distribución económica en la región, ya que aquéllos que tienen mejores posibilidades migran a la capital o a otras ciudades para acceder a una educación superior, es por cuanto la mayoría de los estudiantes que acuden a este centro educativo provienen del área rural donde la realidad económica de sus familias es desfavorable, allí es donde las autoridades de la universidad identifican una necesidad en los estudiantes y para ello propone como alternativa construir un Comedor Universitario dentro del campus de esa ciudad.

El área de emplazamiento del mismo tiene como suelo de fundación un material limo arcillo arenoso el cual según la clasificación que define Braja M. Das en su libro “Principios de Ingeniería de Cimentaciones” es un suelo difícil colapsable.

- **Planteamiento.**-En muchas partes del mundo, ciertos suelos hacen la construcción de cimentaciones extremadamente difícil. Por ejemplo, los suelos expansivos o los susceptibles a colapso llegan a causar grandes movimientos diferenciales en las estructuras debido a un excesivo levantamiento o asentamiento.

Los suelos colapsables son suelos no saturados que experimentan un gran cambio de volumen al saturarse. Este cambio puede o no ser el resultado de la aplicación de carga adicional.

Las principales causas que originan que los suelos sean colapsables son:

- Formación geológica del suelo.
- Inadecuada consolidación del suelo, lo que hace que el mismo no tenga una buena capacidad portante.
- Presencia de humedad.

En el diseño estructural de edificaciones se debe tener presente el tipo de suelo sobre el cual se realizará la fundación, las cimentaciones construidas sobre suelos colapsables llegan a experimentar grandes y repentinos asentamientos cuando el suelo bajo la cimentación se satura con una inclusión de agua no anticipada que puede provenir de varias fuentes, como tuberías rotas de agua, drenajes con fugas, drenaje del agua de

depósitos, el incremento del nivel freático, etc.; en casos extremos la incertada decisión sobre el tipo de cimentación a utilizar puede tener como consecuencia el colapso de la estructura.

- **Formulación.**-Para lograr un diseño estructural que cumpla con las condiciones de seguridad y confort para los estudiantes beneficiados por el emplazamiento del comedor universitario, se plantea realizar el “Análisis de cimentaciones sobre suelos colapsables para estructuras de pequeña altura” teniendo como alternativas de solución para la fundación las siguientes:

- Utilización de pilotes.
- Plateas de fundación.
- Mejoramiento de suelos.
- Vigas T invertida.

Luego se hará una comparación técnica y económica entre las mencionadas.

**Sistematización.**-Debido a la importancia que tiene el estudio de cimentaciones sobre todo tipo de estructuras en este trabajo no se descartarán las alternativas de solución sino que se desarrollarán todas las que se plantearon con el fin de posteriormente realizar una comparación técnica y económica de las mismas eligiendo la mejor alternativa de cimentación para suelos difíciles colapsables.

## 1.2. OBJETIVOS

**General.**-Realizar el “análisis de cimentaciones para suelos colapsables en estructuras de pequeña altura, aplicado al diseño estructural del comedor universitario de la ciudad de Villamontes de la U.A.J.M.S.”

### **Específicos.**-

- Comparar técnica y económicamente las alternativas de solución para la cimentación del comedor universitario.
- Definir la mejor alternativa de cimentación.
- Determinar precios unitarios, cómputos métricos y presupuesto de cada alternativa de cimentación.
- Definir las especificaciones técnicas de las alternativas de cimentación.

- Diseñar planos estructurales generales y a detalle.

### **1.3. JUSTIFICACIÓN**

**Teórica.-**Aplicar conceptos de diseño de cimentación específicamente para suelos colapsables en estructuras de pequeña altura, analizando la fundación de la estructura con micropilotes, plateas de fundación, vigas T invertida y mejoramiento de suelos.

**Metodológica.-**Determinar la alternativa de cimentación técnica y económicamente más conveniente en suelos difíciles colapsables para estructuras de pequeña altura.

**Práctica.-**Contribuir a la comunidad de la UAJMS con el estudio de cimentaciones para el comedor universitario de la ciudad de Villamontes.

### **1.4. ALCANCE DEL PROYECTO**

Se efectuará un análisis de cimentaciones en suelos difíciles colapsables para estructuras de pequeña altura aplicado al diseño estructural del comedor universitario para la ciudad de Villamontes de la U.A.J.M.S., tomando en cuenta el uso de micropilotes, plateas de fundación, vigas T invertida y mejoramiento de suelos para posteriormente comparar técnica y económicamente la alternativa de solución más adecuada para la estructura, logrando de tal manera el objetivo trazado.

Se realizará un estudio de las alternativas de cimentación para suelos colapsables planteadas tales como: vigas T invertida, micropilotes, platea de fundación y mejoramiento de suelos, reflejando en el mismo los pro y los contra de su uso en estructuras de baja altura.

#### **Aportaciones del proyecto.-**

Comparación técnica y económica entre el uso de micropilotes, vigas T invertidas, plateas de fundación y mejoramiento de suelos en cimentaciones de suelos colapsables para estructuras de pequeña altura.

Elección, entre las cimentaciones planteadas, de la alternativa de fundación más eficiente para el tipo de suelo en estudio.

## **1.5. LOCALIZACIÓN**

El análisis de cimentaciones para suelos difíciles colapsables en estructuras de pequeña altura se lo aplicará en el área de emplazamiento del comedor universitario de la ciudad de Villamontes de la U.A.J.M.S., ubicado en departamento de Tarija, provincia Gran Chaco, ciudad de Villamontes en el campus Universitario de la UAJMS de dicha ciudad el cual se encuentra ubicado en la calle Eulogio Ruiz entre las calles Avaroa y Oscar Alfaro, geográficamente se encuentra en las coordenadas 21°15'56.16"S, 63°28'57.86"E a 389.50 m., sobre el nivel del mar.

Para mejor ubicación del área en estudio se anexa croquis del lugar y mapa de sitio del comedor universitario dentro del campus.

### **1.5.1. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES**

#### **Agua potable.-**

##### **Estructura Institucional**

La administración de los sistemas de agua potable y alcantarillado, están parcialmente a cargo de la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado Mancomunitarias Sociales del Chaco (EPSA Manchaco).

El modelo de prestación mancomunada, que es una construcción colectiva con las autoridades y dirigencias que forman parte de las mancomunidades de Saneamiento Básico en el Chaco incorpora la participación de la población, a través de la elección democrática de la instancia directiva de la EPSA, donde también están representados los Gobiernos Municipales del Chaco Boliviano entre ellos el Gobierno Municipal de Villamontes.

##### **Calidad del Agua Potable**

Respecto a la calidad del agua distribuida en la zona, el 86,92% del agua producida diariamente, se encuentra dentro de los parámetros normales, según la Norma Boliviana NB-512. Aunque se nota deficiencia de 0,1 mg/Lt. de cloro en los puntos distales de control de calidad de algunas fuentes.

Actualmente la zona de emplazamiento del proyecto no cuenta con las redes matrices, puesto que EPSA MANCHACO aún no realizó el diseño de agua potable para dicho sector.

### **Alcantarillado Sanitario**

Las calles adyacentes al campus universitario de Villamontes, no cuentan hasta el momento con la respectiva red de alcantarillado sanitario, factor que limita el presente proyecto al no conocer la profundidad de la misma.

### **Energía eléctrica**

#### **Estructura Institucional**

La dotación de energía eléctrica a la Segunda Sección del Gran Chaco es responsabilidad de la Empresa Nacional de Energía (ENDE), la administración y control del suministro está a cargo de la Empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

#### **Cobertura del Servicio**

En la zona de emplazamiento del proyecto se cuenta con fácil acceso al alumbrado ya que todas las casas alrededor de éste cuentan con energía eléctrica y servicio de alumbrado público, con un suministro de 220V de potencia.

## **2. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

Proporcionado por el Departamento de Infraestructura de la U.A.J.M.S., el mismo corresponde al realizado en todo el Campus Universitario U.A.J.M.S. – Villamontes, realizado en fecha 26 de junio de 2010, adjuntado en anexos.

### **2.2. ESTUDIO DE SUELOS**

El estudio de suelos fue proporcionado por el Departamento de Infraestructura de la U.A.J.M.S., el mismo corresponde al estudio realizado para la construcción del primer bloque del Campus Universitario U.A.J.M.S. – Villamontes, realizado en fecha 26 de junio de 2010, respaldado por la firma del técnico laboratorista David Copas L, adjuntado en anexos.

Debido a la proximidad de área de emplazamiento del comedor universitario con el primer bloque del campus universitario y a la homogeneidad del suelo en este sector es que se utilizaron los resultados de dicho estudio para el presente proyecto.

Para corroborar que en dicho sector el suelo es prácticamente homogéneo, se determinaron mediante laboratorio las propiedades intrínsecas del suelo en el área del comedor.

### **2.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO**

El diseño fue proporcionado por el Departamento de Infraestructura de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, el mismo que fue concebido por la empresa consultora COTED en mayo del 2009.

Contempla cinco ambientes: cocina, comedor, sala de uso múltiple, centro de estudiantes y los baños.

El número de ingresos a la estructura es de cuatro, ubicándose el ingreso principal a la entrada del comedor.

## **2.4. IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS**

### **2.4.1. SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA**

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte que generalmente es constante. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa. Las losas se encuentran sometidas, fundamentalmente, a esfuerzos de flexión.

Las losas pueden diferenciarse por su forma (de contorno poligonal o circular, macizas o con huecos); por la disposición de los apoyos (placas aisladas apoyadas en el contorno, placas en voladizo, placas continuas en una o dos direcciones); por el tipo de los apoyos (puntuales o lineales); por la coacción de los apoyos (apoyo simple, empotramiento, sustentación elástica).

Como ya se mencionó, las losas de concreto pueden ser macizas o aligeradas. El aligeramiento se logra incorporando bloques huecos o tubos de cartón, o bien, formando huecos con moldes recuperables de plástico u otros materiales. En las losas o placas aligeradas se distinguen dos tipos: las que llevan nervios paralelos en una dirección que se las designa con el nombre de losas aliviadas unidireccionales, y las que llevan nervios de rigidización en dos direcciones que suelen llamarse placas aligeradas reticulares o forjados reticulares.

En diferentes países los forjados reticulares se convirtieron en una práctica habitual consistente en el aligeramiento mediante casetones o moldes que pueden ser perdidos o recuperables. Esta solución conduce a un importante ahorro en materiales: acero y hormigón; además de predisponer las condiciones de un mejor aislamiento térmico y acústico.

Los forjados reticulares pueden descansar directamente sobre soportes de hormigón armado a través de ábacos o en su defecto sobre todo para sobrecargas elevadas, se justifica la presencia de vigas y/o capiteles.

## **2.4.2. SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN- FUNDACIONES**

La función primaria de la estructura es resistir las acciones a que ha de estar sometida. En este sentido, muchas veces ha sido comparada al esqueleto en el cuerpo humano, aunque el carácter dinámico del esqueleto hace que la comparación no resulte completamente exacta.

La resistencia de la estructura, mencionada en el párrafo anterior, debe entenderse en sentido amplio y no restringirse solamente a la resistencia mecánica de las solicitaciones derivadas de las acciones actuantes. En particular la resistencia a las acciones ambientales y la adecuada durabilidad durante el periodo de vida útil previsto en el proyecto de la estructura, son aspectos también esenciales.

Raras veces la estructura constituye por sí misma la construcción y lo más frecuente es que esté interconectada con otras partes, tales como los cerramientos, divisiones e instalaciones. En este sentido, la estructura no debe nunca ser concebida aisladamente sino que es necesario integrarla desde la concepción inicial en el conjunto del proyecto, de forma que resulte plenamente compatible con el resto de la obra.

Esta compatibilidad no siempre es fácil de alcanzar, especialmente porque el gran desarrollo actual de los métodos de cálculo y de las calidades de los materiales ha conducido a que nuestras estructuras sean, o puedan ser, mucho más flexibles que lo eran antiguamente. En sentido vertical, la flexibilidad de los forjados de los edificios está creando problemas en las tabiquerías. Las acciones horizontales sobre edificios cada vez más esbeltos, han conducido a daños en fachadas y han obligado a desarrollar los sistemas de fachadas “flotantes”.

### **FUNDACIONES**

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de

todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad y el tipo de terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación.

Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar. Cuando por problemas con la capacidad portante o la homogeneidad del mismo no es posible usar cimentación superficial se valoran otros tipos de cimentaciones.

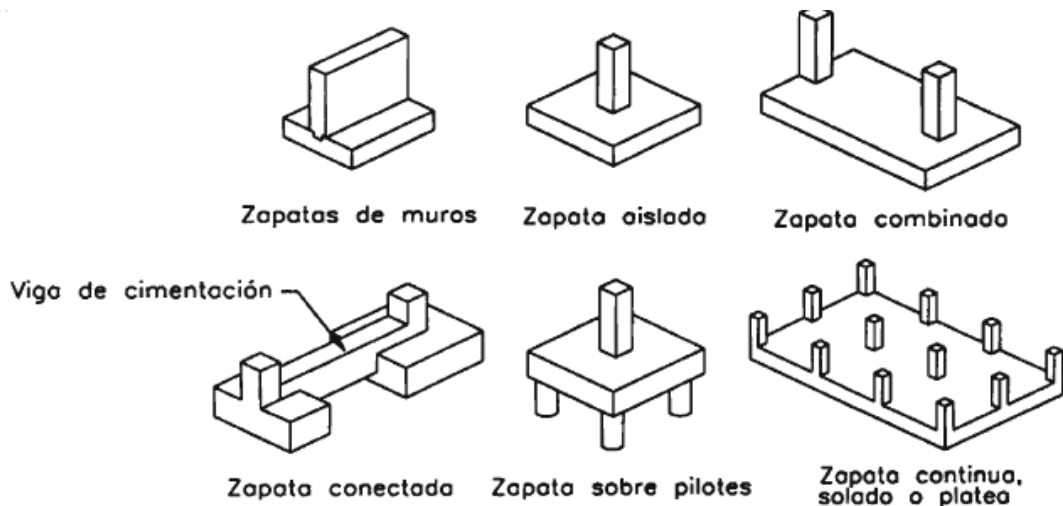
## TIPOS DE CIMENTACIONES

El tipo de cimentación apropiado para cada situación depende de varios factores entre los cuales se tiene:

1. La resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo.
2. La magnitud de las cargas de las columnas.
3. La ubicación de la napa freática.
4. La profundidad de cimentación de las edificaciones vecinas.

Hay dos tipos fundamentales de cimentación: directas y profundas.

FIGURA 2.4.2.1 TIPOS DE CIMENTACIÓN



FUENTE: Diseño de Estructuras de Concreto- Harmsen

## **Cimentaciones superficiales o directas**

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

- Cimentaciones ciclópeas.
- Zapatas.
  - Zapatas aisladas.
  - Zapatas corridas.
  - Zapatas combinadas.
- Losas de cimentación

## **Cimentaciones profundas**

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer sobre una gran área sobre la que distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

- Pilotes: son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes *de desplazamiento* prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes *de extracción* ejecutados *in situ*). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón.

- Micropilotes, son una variante del pilotaje.
- Pantallas: es necesario anclar el muro al terreno.
  - pantallas isostáticas: con una línea de anclajes
  - pantallas hiperestáticas: dos o más líneas de anclajes.

### **2.4.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN**

Muchos de los fenómenos que determinan el comportamiento de los suelos son complejos y no pueden siempre reducirse a causas puramente mecánicas, sino que muchas veces intervienen factores de otra índole (químicos, ambientales, etc.), provocando un comportamiento singular del terreno. En algunos suelos, estos factores "no mecánicos" tienen una importancia capital y son objeto de un estudio particular. Dicho grupo de suelos es conocido genéricamente como "suelos estructuralmente inestables".

Uno de los principales fenómenos que afectan a algunos de estos suelos es el colapso brusco de su estructura intergranular, denominándose a los suelos que presentan estas características: suelos colapsables.

#### **Suelos Difíciles**

En muchas partes del mundo, ciertos suelos hacen la construcción de cimentaciones extremadamente difícil. Por ejemplo, los suelos expansivos o los susceptibles a colapso llegan a causar grandes movimientos diferenciales en las estructuras debido a un excesivo levantamiento o asentamiento.

Problemas similares también surgen cuando las cimentaciones se construyen sobre rellenos sanitarios.

Aunque no todos los problemas causados por todos los suelos pueden resolverse, deben tomarse medidas preventivas para reducir la posibilidad de daños a estructuras construidas sobre ellos.

## **SUELOS METAESTABLES**

En la Mecánica del Suelo y en la Ingeniería de Cimentaciones suele hacerse una división de los suelos según sean los factores que determinen su comportamiento en:

- Suelos estructuralmente estables
- Suelos estructuralmente inestables o metaestables

Se define a los primeros como aquellos, cuyo comportamiento depende sólo de sus propiedades intrínsecas y de factores mecánicos; y a los segundos, como suelos cuyo comportamiento no sólo está en relación directa con las solicitaciones mecánicas, sino que también está controlado por factores externos al suelo, por ejemplo, factores químicos, variaciones ambientales, etc.

[2] Aitchison (1973) clasifica a los suelos metaestables, en cuya clasificación refleja tanto la inclusión de los suelos colapsables objeto de nuestro estudio dentro de los suelos estructuralmente inestables, como la gran variedad de ellos y algunas de sus características más importantes.

## **SUELOS COLAPSABLES**

[10] Reginatto (1977) señala que, en general, los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como:

- Estructura macroporosa, con índice de huecos ( $e$ ), entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, pero sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular.
- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o "puentes" de material

predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

### **Definición de colapso:**

Muchos autores definen como colapso a cualquier disminución rápida de volumen del suelo, producida por el aumento de cualquiera de los siguientes factores:

- Contenido de humedad ( $w$ )
- Grado de saturación ( $S_r$ )
- Tensión media actuante ( $\tau$ )
- Tensión de corte ( $\sigma$ )
- Presión de poros ( $u$ )

Reconociendo por lo tanto que el colapso de la estructura del suelo puede producirse por una variedad de procesos diferentes de la saturación. [10]Reginatto (1977) sugiere que, a esta lista de factores puede agregarse la interacción química entre el líquido saturante y la fracción arcillosa.

### **Suelos colapsables por humedecimiento:**

Establecida la definición general de colapso, nuestro análisis se centrará en aquellos suelos en los cuales el colapso de la estructura del suelo es provocado por un incremento del contenido de humedad. Por lo tanto, en lo sucesivo cuando se hable de suelos colapsables, se entenderá que son aquellos suelos, en que un aumento en el contenido de humedad, provoca una brusca disminución de volumen, sin la necesidad de un aumento en la presión aplicada.

A partir de esta definición, se advierte:

- Por un lado una destrucción o un cambio en la estructura que el suelo tenía originalmente, y
- Por el otro lado, un agente externo: el agua, que provoca este fenómeno.

En la Mecánica de Suelos clásica de los suelos saturados o de los suelos secos el fenómeno de colapso generalmente viene asociado a un cambio en el estado

tensional del suelo. En cambio aquí, y en una primera definición, estaría provocado por un agente externo (cambio en el contenido de humedad).

En el proceso de consolidación de suelos saturados (Teoría clásica de Terzaghi) también se produce una disminución de volumen, pero puede decirse que en muchos aspectos el colapso es lo contrario de la consolidación, tal como se indica en [10] Reginatto (1977).

#### **2.4.4. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN INGENIERIL EN SUELOS COLAPSABLES**

##### **Consideraciones generales**

La primera cuestión que debe analizarse cuando se diseñan cimentaciones en suelos susceptibles al colapso, es la probabilidad que el agente desencadenante del fenómeno, el agua, pueda o no introducirse en el terreno y por ende "sensibilizar" al suelo en donde se apoyarán las estructuras. Por definición, sin la presencia del agua, el suelo no colapsa. Esta cuestión es significativa, puesto que pueden existir numerosos casos en donde la probabilidad que el agua se infiltre en el suelo sea lo suficientemente baja como para analizar la posibilidad de fundar la estructura, considerando el comportamiento del suelo en su estado natural. Por lo tanto cuando se hable de suelos potencialmente colapsables por humedecimiento, no debe pensarse unívocamente en las soluciones ingenieriles que se utilizan en suelos colapsables.

Hecha esta aclaración, a continuación, se tratará de ofrecer un panorama de las distintas soluciones ingenieriles que se adoptan en suelos colapsables por humedecimiento, cuando las probabilidades de que se produzca el fenómeno son altas.

El objetivo central de todas estas soluciones es prevenir las fallas estructurales o de servicio que pueden sobrevenir sobre las estructuras construidas sobre estratos de suelos colapsables.

[2] Aitchison (1973) divide a estas soluciones en:

- a) Tratamiento del suelo colapsable con vista a eliminar la tendencia al colapso a lo largo de todo el estrato de suelos desmoronables.
- b) Diseño de elementos constructivos que eliminen o disminuyan a límites razonables la posibilidad que se inicie el colapso.
- c) Diseño de estructuras y/o cimentaciones insensibles a los asentamientos provocados por el colapso, por ejemplo, fundaciones profundas apoyadas sobre un manto profundo no sujeto a los asentamientos por humedecimiento.

El primer grupo de soluciones comprende los métodos de mejoramiento de suelo, por medio de los cuales la susceptibilidad al colapso es eliminada, modificando las propiedades resistentes del suelo mediante la compactación o la cementación de los vínculos entre partículas. El segundo grupo incluye la adopción de medidas constructivas tendientes a aislar el agua, de manera de evitar o disminuir la presencia de condiciones favorables al colapso, admitiendo no obstante ciertos riesgos. Finalmente, el tercer grupo engloba tanto las soluciones tradicionales por medio de fundaciones profundas, como el diseño de estructuras con fundaciones directas insensibles a los asentamientos diferenciales provocados por el colapso del suelo. En resumen, en el primer grupo de soluciones se interviene directamente en el suelo, evitando así el colapso; en el segundo grupo se intenta evitar que se produzca el colapso, sin modificar el suelo; y en el último grupo se construyen estructuras y/o fundaciones que admitan y resistan los fenómenos provocados por el colapso del suelo.

A continuación se presenta una descripción de las soluciones ingenieriles para este tipo de suelos adoptadas como alternativas de cimentación para el presente proyecto:

## **Zapatas corridas o vigas T invertidas**

Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas. Son cimentaciones superficiales de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostamiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones.

En el caso de que la tierra tendiese a desmoronarse o el cimiento deba escalonarse, se utilizarán encofrados. Si los cimientos se realizan en hormigón apisonado, pueden hormigonarse sin necesidad de los mismos.

Si los trabajos de cimentación debieran interrumpirse, se recomienda cortar en escalones la junta vertical para lograr una correcta unión con el tramo siguiente. Asimismo colocar unos hierros de armadura reforzará esta unión.

Las Zapatas Corridas son, aquellas zapatas que recogen más de tres pilares. Las considera así distintas a las zapatas combinadas, que son aquellas que recogen dos pilares. Esta distinción es objeto de debate puesto que una zapata combinada puede soportar perfectamente tres pilares.

## **Losas de cimentación**

La losa de fundación algunas veces es también llamada placa de fundación o platea de fundación son elementos estructurales de hormigón armado, cuya finalidad es transmitir “n” cargas mediante la fundación al suelo. Evidentemente, la losa de fundación abarca la superficie de apoyo máxima disponible bajo el edificio es decir que puede cubrir el área entera bajo una estructura.

Las losas son un tipo de cimentación superficial que tiene muy buen comportamiento en terrenos poco homogéneos que con otro tipo de cimentación podrían sufrir asentamientos diferenciales. También en terrenos con muy poca capacidad portante.

El uso de una losa de fundación está especialmente indicado cuando la superficie de fundación mediante zapatas aisladas o corridas supera el cincuenta por ciento de la planta de construcción, caso en el cuál podría resultar más económico utilizar una losa de fundación.

Estas fundaciones también son usadas cuando la presión admisible del terreno es baja, es recomendado en estructuras mayores a ocho plantas y requiere la construcción de un semisótano o sótano.

“En resumen se puede concluir indicando que la losa de fundación es una estructura de hormigón armado cuyo objetivo es el transmitir la carga de muchas columnas hacia una superficie de suelo”.

## **Tipos de Losas de Fundación**

Actualmente se usan varios tipos de losas de fundación. Algunos de los tipos comunes incluyen las siguientes:

- Losa de canto constante (espesor uniforme).
- Losa con vigas en una dirección.

- Losa con vigas en dos direcciones. Donde las vigas corren en ambos sentidos y las columnas se ubican en la intersección de las vigas.
- Losa de canto constante con pedestal.
- Losa con muretes integrados para sótano o cajón de fundación. Los muretes trabajan como atiesadores de la losa y solo puede considerarse para casos muy especiales.

Las losas más sencillas son las losas de espesor constante, aunque también existe la losa nervada que son más gruesas según la dirección de muros o filas de pilares. Su cálculo es similar al de una losa plana de azotea invirtiendo las direcciones de los esfuerzos y aplicando las cargas tanto axiales como uniformes provenientes de todo el edificio. Las trabes de estas losas se invierten para quedar enterradas en el terreno y evitar obstáculos al aprovechamiento de la superficie que queda lista para ocuparse como un firme aunque su superficie aun es rugosa.

### **Micropilotes**

El micropilote es un elemento para las cimentaciones, resistente a los esfuerzos de tracción y compresión; está compuesto por un tubo de acero colocado en el interior de un taladro perforado en el terreno y recibido en el mismo mediante una lechada de cemento inyectado.

El elemento resistente del pilote es una armadura de forma tubular que se coloca en el taladro con roscado o soldadura de los diferentes tramos.

Los micropilotes empleados en cimentaciones profundas son pilotes de sección circular de pequeño diámetro, entre 80 y 300 mm., perforados “in situ”, dispuestos verticalmente o inclinados y cuyo funcionamiento se basa fundamentalmente en la transmisión de carga al terreno por rozamiento lateral entre el terreno y el mortero del micropilote.

Los micropilotes presentan la ventaja añadida de ejecutarse con maquinaria de reducidas dimensiones que puede acceder a lugares donde las máquinas de pilotaje convencionales no pueden.

Con los equipos actuales se puede realizar micropilotajes en cualquier tipo de obra, destacando micropilotes hasta de 300 mm. de diámetro. Una vez efectuado el replanteo de los micropilotes, se realiza la perforación situando la máquina justo en el centro del micropilote. Se aploma la torre o pluma y se inicia la tarea de taladrar mediante rotación.

Los micropilotes se utilizan en obra nueva cuando las condiciones del solar y del suelo así lo aconsejan. El micropilote por su método de construcción es apto para cualquier terreno independientemente de su dureza. Los equipos de perforación pueden trabajar en solares que por sus reducidas dimensiones no son accesibles a las piloterías.

Los micropilotes se emplean como sistema de recalce de estructuras. Dadas las reducidas dimensiones de los equipos de perforación de cimentaciones, el recalce es la solución más específica de este método de trabajo, que nos permite trabajar dentro de edificios, con un gálibo de hasta 2,20m., reparar los defectos de las cimentaciones ya existentes, pudiendo perforar las zapatas y los elementos estructurales antiguos como los muros de carga, y transmitir los esfuerzos de estas estructuras a capas profundas.

Los micropilotes son indicados cuando las capas o estratos superficiales de terreno no poseen la capacidad portante suficiente para absorber las cargas transmitidas por la estructura del edificio.

La capacidad portante de cada micropilote oscila por lo general entre las 20 tn., dependiendo del diámetro y la longitud del mismo. Se utilizan en terrenos donde no es posible la ejecución de pilotes convencionales, ya sea por dificultad en los accesos como otras causas que lo impidan.

Los micropilotes pueden ser la solución en los siguientes casos:

- Refuerzo de cimentaciones para la ampliación de edificios.
- Recalce de edificios
- Cimentaciones profundas en áreas de dimensiones reducidas con difícil acceso.
- Refuerzo y sostenimiento de cimientos existentes para excavación de sótanos.
- Cimentaciones profundas en terrenos no aptos para pilotes convencionales.

### **Mejoramiento de Suelos:**

El objetivo principal de estas soluciones es eliminar o disminuir apreciablemente la susceptibilidad al colapso del suelo, bien disminuyendo la porosidad del suelo (compactación) o bien aumentando la resistencia estructural entre las partículas del suelo (métodos físico-químicos). Una de las formas de clasificar los métodos de mejoramiento o estabilización, ha sido precisamente ésta, o sea teniendo en cuenta la acción resultante sobre el suelo (Aitchison,1973; Rocca,1985). Sin embargo, para el desarrollo y explicación de los diferentes métodos se ha elegido la clasificación propuesta por Evstatiev(1988), que tiene en cuenta el medio usado para realizar la estabilización y el objeto de la misma. Evstatiev (1988) propone la siguiente clasificación de los métodos de estabilización de suelos loésicos, la cual puede hacerse extensiva a suelos colapsables:

- a) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por compactación.
- b) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por modificación de su granulometría.
- c) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por la creación de nuevos contactos cohesivos.
- d) Métodos de mejoramiento por medio del reemplazo del suelo colapsable por suelo no colapsable.
- e) Métodos de mejoramiento que incorporan elementos resistentes a la tracción dentro del suelo.
- f) Geomembranas.

g) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por drenaje.

h) Corrección de taludes y terraplenes.

Las alternativas a, b, c y d incluyen una serie de acciones particulares frente al fenómeno del colapso. En cuanto a los restantes grupos (e, f, g y h), las técnicas de mejoramiento del terreno utilizadas, persiguen los mismos objetivos buscados en otros tipos de suelos, y en general la técnica empleada es prácticamente la misma. Por tal motivo, y puesto que se apartan un tanto del objeto de estas notas, se estima conveniente no abundar sobre ellas.

## **2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **2.5.1. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA**

#### **Forjados Reticulares**

Para el cálculo de los esfuerzos en las losas o placas existen dos grandes grupos de métodos. Los métodos clásicos, fundados en la teoría de la elasticidad, suponen que el material es homogéneo e isótropo y se comporta linealmente. Los métodos de rotura, fundados en la teoría de la plasticidad, que suponen, por el contrario, que el material se comporta como un cuerpo rígido-plástico perfecto.

Mediante los métodos clásicos se obtienen, con gran aproximación, los esfuerzos en la situación de servicio, a partir de los cuales puede elegirse la distribución de las armaduras en las distintas zonas de la placa que resulta más adecuada en orden al buen comportamiento en servicio de la misma. Los métodos de rotura no proporcionan información, por el contrario, de cuál es la distribución de armaduras adecuada, ya que en ellos es éste un dato de partida, pero permiten la obtención más racional de la carga última en la situación de agotamiento de la placa. Ambos sistemas son, por tanto, de gran interés, debiendo elegirse, para nuestro caso particular el más adecuado al objeto que perseguimos.

Los forjados reticulares son placas o losas aligeradas que llevan nervios de rigidización en dos direcciones, constituyendo una retícula. A los forjados

reticulares también se los conoce con el nombre de placas aligeradas reticulares o simplemente como placas aligeradas.

En cuanto al comportamiento y dimensionamiento podemos indicar que los forjados reticulares pueden fallar en cortante por penetración, o por flexión. El primer tipo de falla consiste en la penetración de la columna dentro de la losa formándose un cono o pirámide truncada. Es frecuente que el cortante por penetración sea el factor crítico en el diseño de los forjados reticulares, especialmente cuando no se usan capiteles ni ábacos.

Las fallas por flexión ocurren generalmente después de que las losas experimentan grandes deformaciones y de que el acero de refuerzo fluye en varias zonas, ya que son estructuras sub-reforzadas.

En los forjados reticulares existen dos configuraciones básicas de agrietamiento. En una, las grietas se forman en la cara superior de la losa a lo largo de los ejes de las columnas y en la cara inferior a lo largo de los ejes centrales. En la otra configuración se forman grietas radiales que parten de las columnas en la cara superior de la losa y grietas circunferenciales en la cara inferior.

### **Requisitos Dimensionales**

Los requisitos dimensionales para los forjados reticulares son los siguientes:

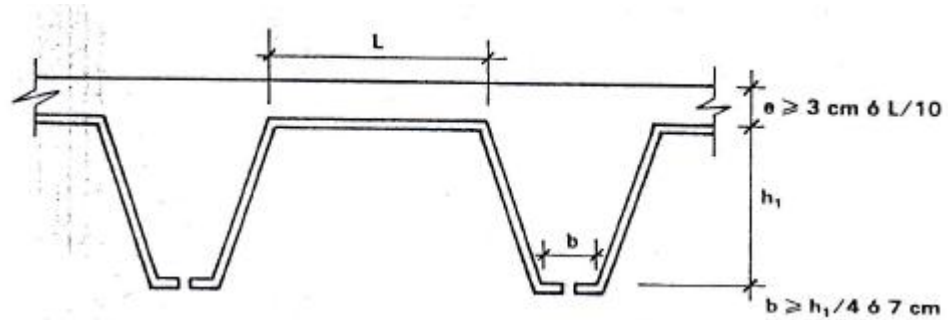
- Para pilares la dimensión transversal mínima será de 25 cm. En pilares rectangulares las recomendaciones indican secciones de 30 cm. \*30 cm. en columnas centrales y de 40 cm.\*30 cm. en columnas de medianería.
- En las placas, las normas indican que la relación canto/luz tendrá como valor mínimo  $l/28$ , pero para evitar congestión de armaduras se recomienda  $l/25$ .

Además el canto mínimo a usar será de 15 cm.

- En las zonas aligeradas el espesor de la losa superior no será inferior a 3 cm., si se emplean bloques aligerantes. Si en lugar de bloques aligerantes se emplean moldes recuperable, además de cumplirse la anterior condición, el espesor de la

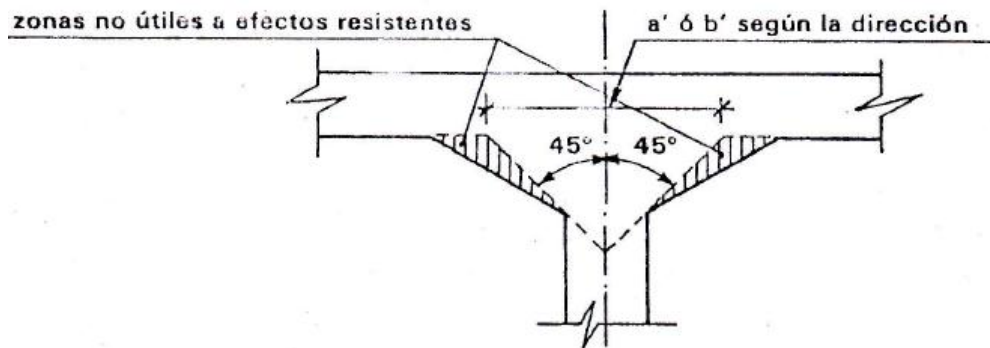
capa de compresión no deberá ser inferior a un décimo de la luz libre entre paramentos laterales de los nervios, como se indica en la siguiente figura 2.5.1.1

FIGURA 2.5.1.1 REQUISITOS DIMENSIONALES



- El ancho de los nervios no será inferior a 7 cm., ni a la cuarta parte de la altura del nervio, sin contar la losa superior. Frecuentemente el ancho utilizado es de 10 cm., siendo las nervaduras de los ejes de las columnas más anchas ya que es necesario concentrar en ellas mayor cantidad de acero.
- La separación entre nervios no superará el metro, y en cada recuadro habrá, por lo menos, seis nervios en cada dirección. (Según J. Calavera, esta condición de la norma, es muy conservadora dando la sugerencia de que un mínimo de cinco nervios le parece suficiente).
- Los forjados reticulares llevarán en todo su contorno una viga de borde ó nervio perimetral, cuyo ancho no será inferior a 20 cm., ni al canto total de la placa.
- Los paramentos de los capiteles no formarán, con el eje del pilar, un ángulo superior a 45 grados. Si no se cumple esta condición las zonas periféricas que quedan por fuera del límite indicado, no se considerarán, desde el punto de vista resistente, como parte del capitel(véase figura 2.5.1.2.)

FIGURA 2.5.1.2.



- El ancho del capitel, en cada una de las direcciones de los recuadros, no será superior al 30% de la menor de las dos luces contiguas al pilar considerado.
- La utilización de ábacos, que son un macizado alrededor de la columna, es obligatoria en los forjados reticulares. La distancia del eje del pilar al borde del ábaco no será inferior al 15% de la luz en la dirección considerada del recuadro.

### **Cálculo de Esfuerzos**

#### **Método General de los Pórticos Virtuales**

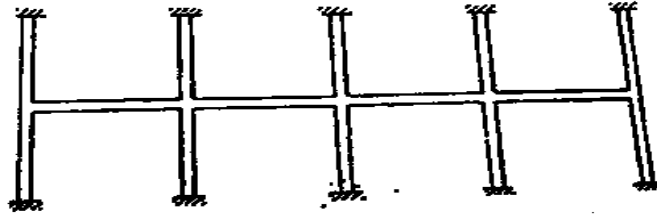
Se define a un pórtico virtual, como a un elemento estructural ideal que se adopta para el cálculo del forjado según la dirección dada. Está constituido por una fila de pilares y vigas de sección igual a la zona de placa limitada lateralmente por la línea media de los recuadros adyacentes a la fila de los pilares considerada, es decir, que dicha zona comprende una banda de pilares y dos semi-bandas centrales, una a cada lado.

Los pórticos virtuales correspondientes a cada dirección se calcularán independientemente, para la totalidad de la carga y bajo la hipótesis que resulte a cada caso más desfavorable.

En el cálculo de esfuerzos, si existen acciones horizontales, debe realizarse considerando los entramados virtuales en cada dirección en su conjunto, siendo únicamente aplicables las simplificaciones correspondientes del cálculo general de los entramados. Si actúan solamente acciones verticales sobre la estructura, puede introducirse la simplificación para el cálculo de esfuerzos de cada dintel y sus

pilares asociados, de suponer estos empotrados en sus extremos más alejados de la placa considerada (véase figura 2.5.1.3).

FIGURA 2.5.1.3. SIMPLIFICACIÓN PARA EL CÁLCULO DE PÓRTICOS VIRTUALES EN EL CASO DE ACCIONES VERTICALES



Por supuesto, para el cálculo del entramado sometido a acciones verticales, debe manejarse como rigidez de la placa la real y para los pilares, la equivalente al tipo que todos los recuadros se encuentran siempre simultáneamente sometidos a sobrecarga, no es necesario hacer hipótesis de carga y descarga. Si estas condiciones no se cumplen, los momentos máximos de vano pueden aceptarse que ocurren para sobrecarga igual a 75% de la total en el vano que se considera y en los situados alternativamente a partir de él en ambos sentidos. Los máximos momentos en apoyo se puede determinar bajo una sobrecarga igual al 75% de la total, situada en los vanos adyacentes al apoyo considerado. De todas formas, en ninguna sección se adoptará un momento inferior al resultante de aplicar a la estructura la totalidad de la sobrecarga simultáneamente en todos los recuadros. Las simplificaciones anteriores se basan en la consideración de que, simultáneamente, no se puede presentar los máximos momentos de vano y apoyo y, por lo tanto, puede aceptarse una cierta redistribución.

En general un forjado requiere considerar tres hipótesis de combinación de cargas, cuando las desigualdades de luces y las relaciones  $\frac{q}{g}$  de sobrecarga de uso a carga permanente son importantes:

- a) Carga permanente mayorada por el coeficiente de seguridad más sobrecarga mayorada por su coeficiente de seguridad en todos los vanos.
- b) Carga permanente mayorada por su coeficiente de seguridad más sobrecarga en vanos impares mayorada por su coeficiente de seguridad.
- c) Carga permanente mayorada por el coeficiente de seguridad más sobrecarga en vanos pares mayorada por su coeficiente de seguridad.

Con estos tres cálculos se obtienen las hipótesis pésimas:

- a) Proporciona los máximos momentos en los apoyos.
- b) Proporciona los máximos momentos de vano en vanos impares.
- c) Proporciona los máximos momentos de vano en los vanos pares.

### **Distribución de momentos**

En los pilares interiores se dimensionará el momento negativo con el valor en la cara del pilar (en bandas de pilares y centrales), pero no a más de  $0,175 l_1$  a partir del eje del pilar.

En los pilares exteriores con capitel, el momento negativo en dirección perpendicular al borde se dimensionará con el valor correspondiente al punto medio entre la cara del pilar y el límite del capitel.

En los dos casos anteriores, los pilares no cuadrados, circulares o poligonales, se sustituirán por los cuadrados de igual área.

La distribución de momentos positivos y negativos en bandas de pilar y bandas centrales está dada por la tabla 2.5.1.1.

TABLA 2.5.1.1. PORCENTAJES DE REPARTO DE LOS MOMENTOS DE REFERENCIA ENTRE LAS DISTINTAS BANDAS

Tipo de banda	Momentos negativos		Momentos positivos
	Sobre pilares interiores	Sobre pilares extremos	Cualquier vano
Banda de pilares	75	100	60
Banda central	25	-	40

Recuérdese que en los pórticos virtuales interiores en cada dirección principal, constan de la banda de pilares y de dos semi-bandas centrales. Cuando en el reparto de momentos se hace referencia a la banda central, se entiende como el conjunto de las dos semi-bandas mencionadas.

#### **Transferencia de momentos entre losa y pilar**

En el caso de unión de losa a pilar, ya vimos que el sistema no es tan apto como el entramado para realizar la citada transmisión por flexión y que una parte del momento flector.

$$M'_u = \lambda M_u$$

Se transmite efectivamente por flexión, mientras que el resto:

$$M'_u = (1 - \lambda)M_u$$

Correspondiente a la torsión ha de ser transmitida, por excentricidad de tensiones tangenciales en el perímetro de punzonamiento.

La parte  $M'_u$  se ha de transmitir concentrando la armadura de flexión correspondiente a la placa en un ancho igual a la del área de carga más vez y media el canto total  $h$  a cada lado.

## 2.5.2. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

### Requisitos Dimensionales:

- Se deben introducir en todas las secciones sometidas a compresión simple, una excentricidad accidental mínima  $e_a$ , en la dirección más desfavorable, igual al mayor valor entre  $h/20$  y 2 cm.
- Las secciones sometidas a compresión compuesta recta se comprobarán, independientemente, en cada uno de los dos planos principales, con excentricidades no inferiores a las indicadas para el caso de compresión simple.
- Las secciones sometidas a compresión compuesta esviada podrán comprobarse en ambas direcciones, como si la compresión fuera recta, siempre que ambas excentricidades no excedan de los límites indicados anteriormente.
- En las secciones sometidas a compresión, simple o compuesta, el número mínimo de barras longitudinales será de cuatro en secciones rectangulares y de seis en secciones circulares; siendo la separación entre dos consecutivas de 35cm como máximo. Sin embargo, en el caso de pilares con  $b \leq 40\text{cm}$ ., será suficiente colocar una barra en cada esquina.
- El diámetro de la barra comprimida más delgada, no será inferior a 12mm.
- Las armaduras principales en compresión  $A'_{s1}$  y  $A'_{s2}$  (véase figura 2.5.2.2.), deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$A'_{s1} * f_{yc.d} \geq 0.05N_d ; A'_{s1} * f_{yc.d} \leq 0.5f_{cd} * A_c$$

$$A'_{s2} * f_{yc.d} \geq 0.05N_d ; A'_{s2} * f_{yc.d} \leq 0.5f_{cd} * A_c$$

Dónde:

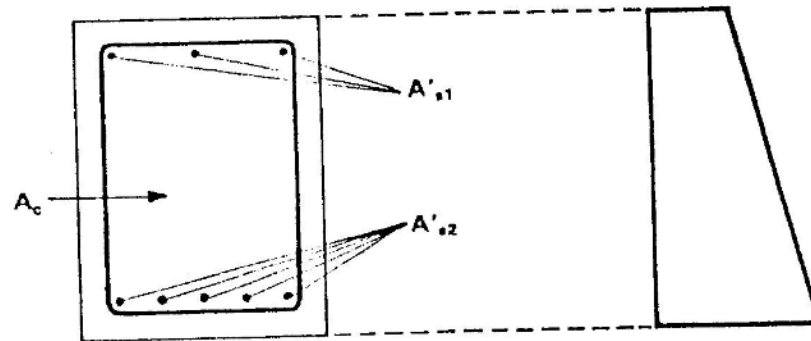
$f_{yc.d}$ = resistencia de cálculo del acero a compresión

$N_d$ = esfuerzo normal mayorado de compresión

$f_{cd}$ = resistencia de cálculo del hormigón en compresión

$A_c$ = área de la sección total de hormigón

FIGURA 2.5.2.1.



- El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6mm. o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.
- La separación “s” entre estribos, no debe sobrepasar a la menor a: 12  $\phi_{min}$ . de las barras longitudinales, 300 mm.
- Para el esfuerzo cortante se deben realizar las siguientes comprobaciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Dónde:

$V_{rd}$ = esfuerzo cortante real de cálculo.

$V_{u1}$ = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$V_{u2}$ = esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma.

- La separación  $s_1$  entre cercos o estribos, deberá cumplir las condiciones:

$$s_1 \leq 30 \text{ cm}; \quad s_1 \leq 0.85 d; \quad s_1 \leq 3b$$

### 2.5.3. FUNDACIONES

#### CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

El diseño de cimentaciones involucra una serie de etapas las cuales se enumeran a continuación:

1. Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la fundación.
2. Determinación de la reacción amplificada del suelo.
3. Verificación del corte por flexión y por punzonamiento.
4. Cálculo del refuerzo por flexión o refuerzo longitudinal.
5. Verificación de la conexión columna-fundación o muro-fundación.

Al referirse el presente proyecto a un análisis de cimentaciones los tipos de fundación a estudiarse son:

#### PLATEAS DE FUNDACIÓN

Se emplean cuando las cargas transmitidas con respecto a la planta a cimentar son elevadas, cuando la cimentación se encuentra por debajo del nivel freático, cuando la resistencia del terreno es baja, cuando las estructuras son poco deformables con objeto de disminuir los asentamientos diferenciales en terrenos poco homogéneos, etc.

Para el diseño estructural de las losas de cimentación se adoptó el método rígido convencional, el mismo que sigue los siguientes pasos:

- La figura 2.5.3.1 muestra la losa de  $L \times B$  y las cargas de columnas  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots$ , con las cuales se calcula la carga total de columnas sumando las mismas.
- Posteriormente se determina la presión  $q$  sobre el suelo, debajo de los puntos  $A, B, C, D, \dots$ , de la losa, usando la ecuación:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

Dónde:

$A = BL$

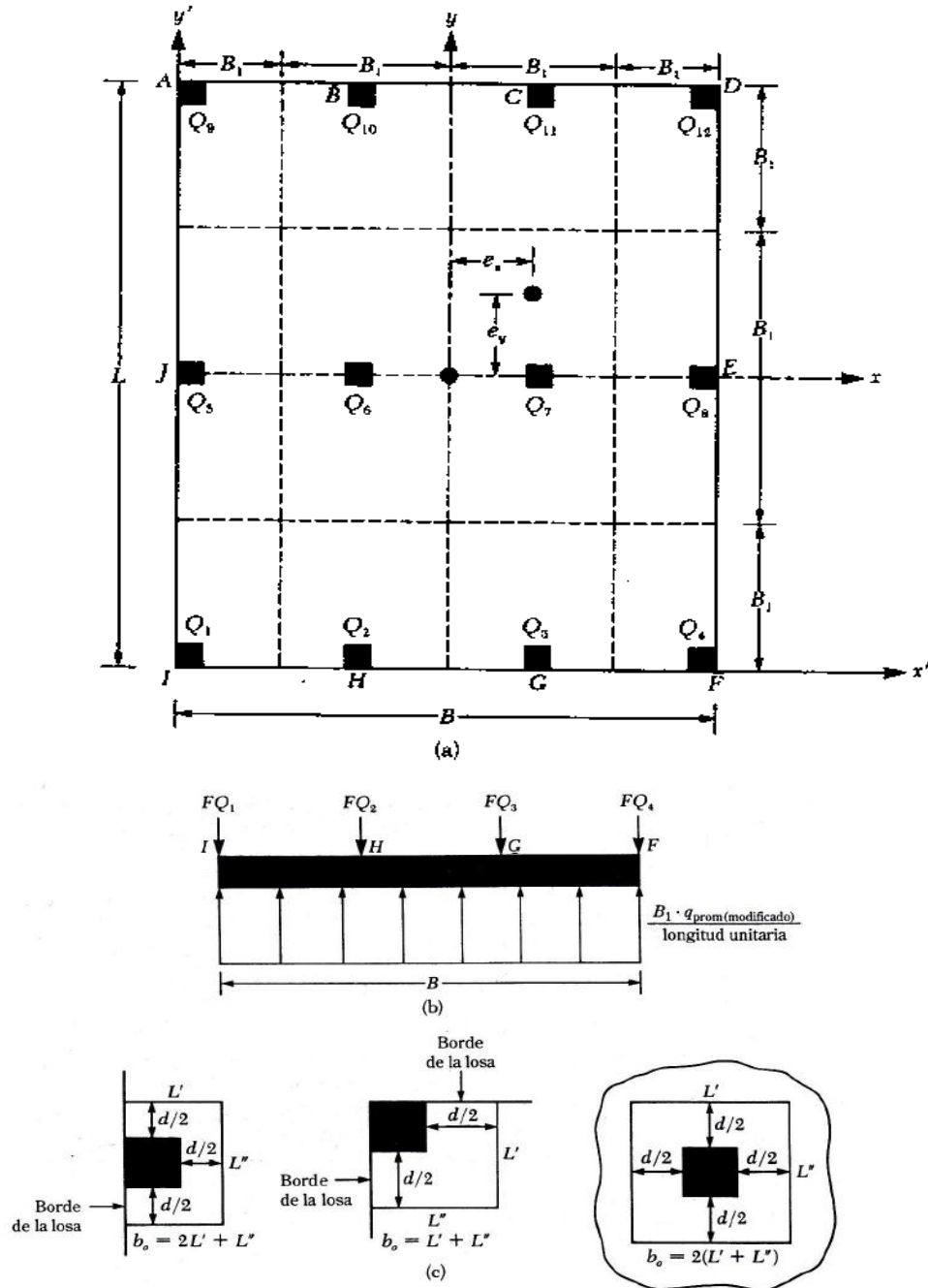
$I_x = \frac{1}{12} BL^3 =$  momento de inercia respecto al eje  $x$ .

$$I_y = \frac{1}{12}LB^3 = \text{momento de inercia respecto al eje } y.$$

$$M_x = \text{momento de las cargas de las columnas respecto al eje } x = Qe_y,$$

$$M_y = \text{momento de las cargas de las columnas respecto al eje } y = Qe_x$$

FIGURA 2.5.3.1. DISEÑO RÍGIDO CONVENCIONAL DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN



Las excentricidades de las cargas,  $e_x$  y  $e_y$ , en las direcciones x y y, se determinan usando coordenadas ( $x', y'$ ):

$$x' = \frac{Q_1x'_1 + Q_2x'_2 + Q_3x'_3 + \dots}{Q}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2}$$

Similarmente

$$y' = \frac{Q_1y'_1 + Q_2y'_2 + Q_3y'_3 + \dots}{Q}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2}$$

- Comparar los valores de las presiones del suelo determinadas en el paso anterior con la presión neta admisible del suelo para determinar si  $q \leq q_{adm}$
- Dividir la losa en varias franjas en las direcciones x y y (véase figura 2.5.3.1). Las franjas en lo posible deben ser iguales a  $B_1$ .

- Dibujar los diagramas de fuerza cortante, V y momento flexionante, M, para cada franja individual (en las direcciones x y y). Por ejemplo, la presión promedio del suelo en la franja del fondo en la dirección x de la figura 2.5.3.1 es:

$$q_{prom} = \frac{q_I + q_F}{2}$$

Dónde:

$q_I + q_F$  = presiones del suelo en los puntos I y F determinados en el segundo punto. La reacción total del suelo es igual a  $q_{prom}B_1 * B$ . Ahora se obtiene la carga total en la columna sobre la franja igual a  $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$ . La suma de las cargas de la columna sobre la franja no será igual a  $q_{prom}B_1 * B$  porque la fuerza cortante entre franjas adyacentes no se ha tomado en cuenta. Por esta razón, la reacción del suelo y las cargas de columna necesitan ser ajustadas,

$$Carga\ promedio = \frac{q_{prom}B_1 * B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2}$$

Ahora, la reacción del suelo promedio modificada es:

$$q_{prom(modificada)} = q_{prom} \left( \frac{Carga\ promedio}{q_{prom}B_1B} \right)$$

Y el factor por modificación de la carga de columna es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}$$

Las cargas de columna modificadas son entonces  $FQ_1, FQ_2, FQ_3$  y  $FQ_4$ . Esta carga modificada sobre la franja considerada se muestra en la figura 2.5.3.1. Ahora se pueden dibujar los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para esta franja. Este procedimiento se repite para todas las franjas en las direcciones x y y.

- Determinar la profundidad efectiva “d” de la losa revisando el cortante por tensión diagonal cerca de varias columnas:

$$U = b_o * d * (\phi(0.34)\sqrt{f_{cd}})$$

Dónde:

$U$ = carga factorizada de la columna (MN), o carga de la columna \*(factor de carga)

$\phi$ = factor de reducción= 0.85

$f_{cd}$ = resistencia a compresión del hormigón (MN/m<sup>2</sup>)

Las unidades de  $b_o$  y d en la ecuación anterior están en metros.

La expresión para  $b_o$  en términos de d, que depende de la posición de la columna con respecto a la planta de la losa, se obtiene de la figura 2.5.3.1.

- De los diagramas demomento de todas las franjas en una dirección (x o y), obtener los momentos máximos positivos y negativos por ancho unitario, es decir:

$$M' = \frac{M}{B}$$

- Determinar las áreas de acero por ancho unitario para refuerzo positivo y negativo en las direcciones x y y. Se tiene:

$$M_u = M' * (\text{factor de carga}) = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Dónde:

$A_s$ = área de acero por ancho unitario

$f_y$ = esfuerzo de fluencia del refuerzo en tensión

$M_u$ = momento factorizado

$\phi$ = 0.9 = factor de reducción

## **MICROPILOTES**

Es una cimentación profunda, se construye empleando pilotes de cimentación. Se adopta esta solución cuando el terreno adecuado a cimentar se encuentra a cotas profundas, caso en el que la excavación necesaria para una cimentación a base de zapatas o losas sería antieconómica y dificultosa.

### **Capacidad Portante de los Micropilotes bajo cargas estáticas.-**

Adicionalmente a la resistencia propia de los micropilotes como elementos estructurales independientes o en grupo, la capacidad portante de los mismos se refiere a la del suelo de fundación donde se arman los mismos.

Por lo tanto, la resistencia de estas fundaciones profundas depende de la naturaleza del terreno y del modo de difusión de la carga. En virtud del elevado número de parámetros que intervienen aleatoriamente en el problema, las soluciones propuestas sólo permiten alcanzar resultados aproximados, algunos de los cuales pueden ser confirmados por las pruebas de carga.

Tanto los criterios clásicos como los más recientes, relativos a la determinación de la capacidad portante de los pilotes, aceptan que la misma es la suma de las resistencias por punta y por fricción. Sin embargo, hay algunos investigadores que sostienen que los pilotes que alcanzan suelos resistentes trabajan sólo por punta, como columnas, y los que están ubicados en estratos homogéneos transmiten las cargas sólo por fricción a lo largo de su fuste.

### **Cabezales o Encepados de pilotes.-**

Los cabezales son elementos estructurales monolíticos de concreto armado, de considerable volumen y rigidez, que cumplen la función de conectar las cabezas de los pilotes, transfiriéndoles las cargas de la superestructura. A su vez, los pilotes transmiten estas cargas al subsuelo. Por lo tanto, los encepados se comportan en forma similar a las bases aisladas directas, con la diferencia que en los cabezales, las reacciones del suelo actúan como cargas concentradas, en el eje de los pilotes.

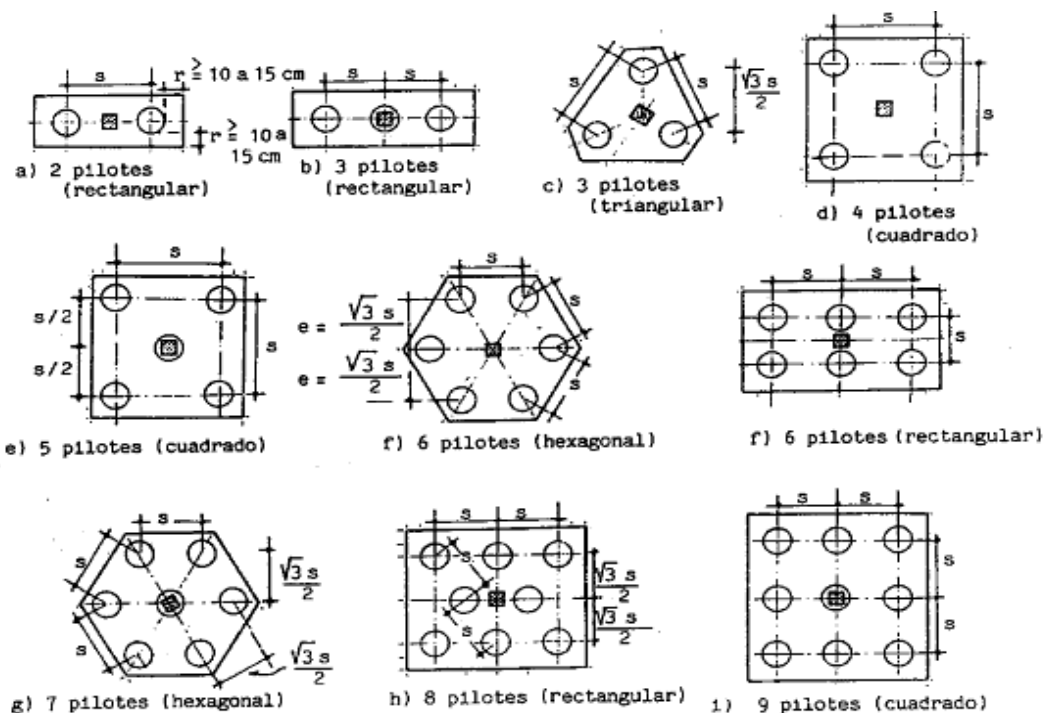
Si se suman todas las reacciones de los pilotes de un mismo cabezal, y se dividen por el área en planta de éste, se obtiene una presión estática equivalente, la cual en general alcanza magnitudes considerables, pues los pilotes tienen gran capacidad de carga. Los cabezales pueden cumplir las siguientes funciones estructurales:

- Resistir las cargas gravitacionales, las laterales y los momentos flectores de las columnas, transmitiéndoles a los pilotes en forma de cargas axiales exclusivamente.
- Impedir los asentamientos de los pilotes aislados, o la falla localizada en alguno de ellos, por concentraciones de esfuerzos.

Las formas geométricas y las dimensiones de los cabezales quedan definidas por el número de pilotes que conectan y su separación, así como el valor adoptado de recubrimiento  $r$  medido desde la cara exterior de los pilotes. Se adopta generalmente  $r \geq 10$  a 15 cm.

La separación  $s$  entre ejes de pilotes dependerá de la forma principal de trabajo de los mismos.

FIGURA 2.5.3.3. CABEZALES CON DIFERENTE NÚMERO DE PILOTES



La norma permite el empleo de cabezales con dos pilotes, siempre que el arriostramiento en las dos direcciones ortogonales resista la totalidad de las cargas de diseño y empujes horizontales debidos a excentricidades, cargas laterales de viento, sismo o empujes en general. Por lo tanto, en un edificio apoyado sobre pilotes, todos sus cabezales deben hallarse rígidamente conectados por vigas de encadenado o riostras ortogonales, cualquiera sea el número de pilotes que tenga cada cabezal. De esta manera se logra un mejor comportamiento del conjunto.

Para que un pilote pueda considerarse empotrado en el cabezal, debe penetrar en él un mínimo de 15 cm.; de lo contrario, se lo considera articulado en su extremo superior. Los cabezales deben ser de concreto de buena calidad, y se los armará en su borde inferior para resistir los esfuerzos de tracción producidos.

#### **Hipótesis Fundamentales.-**

Para el análisis de los cabezales, se suponen válidas las siguientes hipótesis:

- Los cabezales son miembros estructurales doblemente simétricos en planta, y conectan pilotes también simétricamente distribuidos.
- Todos los pilotes de un mismo cabezal son iguales y tienen idéntica capacidad resistente.
- Los pilotes de cada cabezal se suponen apoyados sobre los mismos estratos del subsuelo.
- El número necesario de pilotes, en cada cabezal, y su distribución, se determina en función de la combinación más desfavorable de las cargas que actúan sobre el cabezal.
- La distribución de las presiones en el suelo debidas a las cargas que les transmite un grupo de pilotes, debe ser consistente con la capacidad portante del suelo, y respetar los principios establecidos de la mecánica de suelos.
- La carga máxima que debe soportar cada pilote, para la combinación más desfavorable de las cargas transmitidas por la superestructura, no debe superar la resistencia del pilote como elemento estructural.

- Debido a su gran volumen, los cabezales son elementos rígidos que pueden sufrir asentamientos y rotaciones en el suelo de fundación.
- Las cargas y momentos flectores que las columnas transmiten al cabezal, solicitan los pilotes en forma de cargas axiales aplicadas en el baricentro de su sección transversal. Estas cargas incluyen asimismo el peso propio del cabezal.
- Los pilotes y los cabezales, en forma similar a los restantes elementos resistentes de la estructura que se analiza en hormigón armado, se diseñarán para las cargas y reacciones mayoradas, y los factores de minoración de resistencia que establece la normativa.
- La altura mínima de los cabezales es de 30 cm.
- Todas las fuerzas y momentos que actúan en la base de las columnas o pedestales de hormigón armado, se transferirán a la parte superior del cabezal por contacto directo con el concreto, y mediante armaduras. En la superficie de contacto de los miembros, los esfuerzos no excederán la resistencia del concreto al aplastamiento.
- Cuando las columnas que apoyan en los cabezales tienen forma diferente de la cuadrada o rectangular, por ejemplo las circulares u ovaladas, se asume una sección cuadrada de área equivalente a fin de ubicar las secciones críticas para momento flector, fuerzas de corte y punzonado, así como para el desarrollo del refuerzo.

### **Distribución de cargas para pilotes en grupos**

El criterio general que se utiliza para obtener la distribución de las cargas sobre los pilotes de un mismo cabeza, es el de suponer que éste tiene rigidez infinita. Por ello, si se cumplen las hipótesis anteriores y además:

- El centro de presiones de las cargas de las columnas se halla sobre la misma vertical de centro de gravedad del cabezal.
- Todos los pilotes del grupo son verticales.

Soportan la misma carga axial  $P_1$ :

$$P_1 = \frac{P}{n}$$

Siendo P la carga transmitida por la columna, más el peso del cabezal, y n es el número de pilotes iguales. Cuando además de la carga axial, la columna transmite al cabezal momentos flectores Mx y My en flexo-compresión biaxial, se analizarán dichos efectos de manera separada.

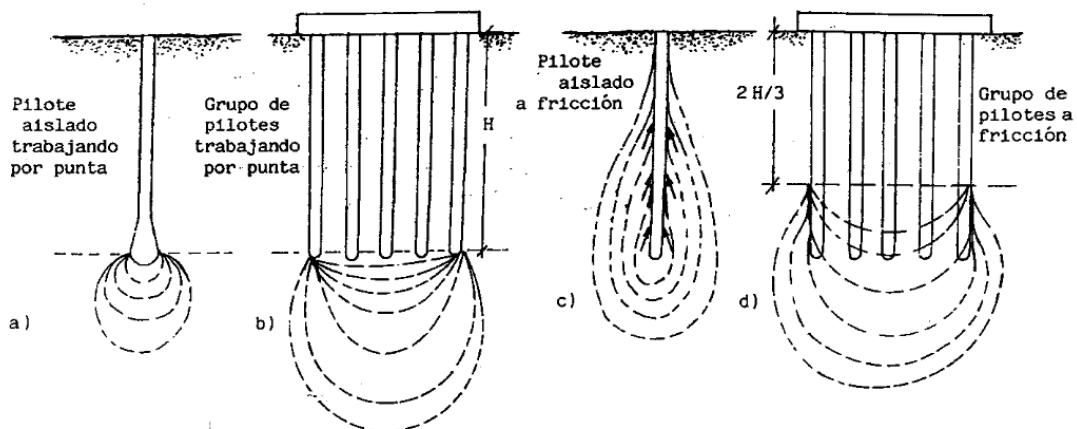
### Efectividad de un grupo de pilotes.-

Uno de los problemas más complejos consiste en poder evaluar con exactitud la capacidad de carga de un grupo de pilotes, relacionándola con la de los pilotes aislados.

La experiencia ha demostrado que la resistencia de los pilotes en grupo es generalmente menor a la suma de las resistencias individuales de cada uno de ellos. Cuando un pilote aislado que trabaja por punta resiste una determinada carga axial, los esfuerzos en el suelo se distribuyen según el bulbo de presiones indicado en la figura 2.5.3.4., pero si actúan en grupo, los esfuerzos se superponen como indica el esquema b).

De manera análoga, si un pilote aislado trabaja por fricción, los esfuerzos cortantes a lo largo de su fuste se grafican en el esquema c), pero la superposición debida a su cercanía cuando están en grupo, determina la distribución dada en el esquema d).

FIGURA 2.5.3.4.



En los pilotes a fricción, la superposición de los efectos para los pilotes en grupo, es mucho más pronunciada, especialmente si están ubicados muy próximos en suelos arcillosos, por lo cual su capacidad resistente se ve disminuida. Por ello, la separación aconsejable para los pilotes a fricción en suelos cohesivos, es de 3 a 5D, siendo D su diámetro. Se evita así la interferencia en la transmisión de la carga al suelo circundante, y el solape de las áreas disturbadas por corte alrededor de cada pilote. La eficiencia de los pilotes en grupo en suelos arcillosos se indica en la Tabla 2.5.31. Se define por eficiencia de un grupo a la relación existente entre la capacidad real de carga del pilote en grupo, y la del pilote individual aislado.

Por el contrario, en pilotes en grupo que trabajan por punta, la separación admisible es de 1.75 a 2.5D. Si los pilotes apoyan en suelo rocoso, se admite que la eficiencia del grupo es 1. También se acepta una eficiencia de 1 para el caso de pilotes a fricción hincados en suelos granulares sin cohesión. En suelos cohesivos, sin embargo, se debe adoptar una eficiencia menor a 1, con valores cercanos a los indicados en la Tabla 2.5.3.1., debida a Kerisel (1967).

TABLA 2.5.3.1.

EFICIENCIA DE PILOTES HINCADOS EN SUELOS ARCILLOSOS	
Separación <i>s</i> entre pilotes	Eficiencia de grupo $E_g$
2,5 D	0,55
3 D	0,65
4 D	0,75
5 D	0,85
6 D	0,90
8 D	0,95
10 D	1

Otra forma de evaluar la eficiencia de un grupo de pilotes en suelo arcilloso, es aplicando la ecuación de Converse-Labarre:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90mn}$$

Donde  $E_g$  es el factor de eficiencia;  $n$  el número de filas y  $m$  el número de hileras del grupo de pilotes.

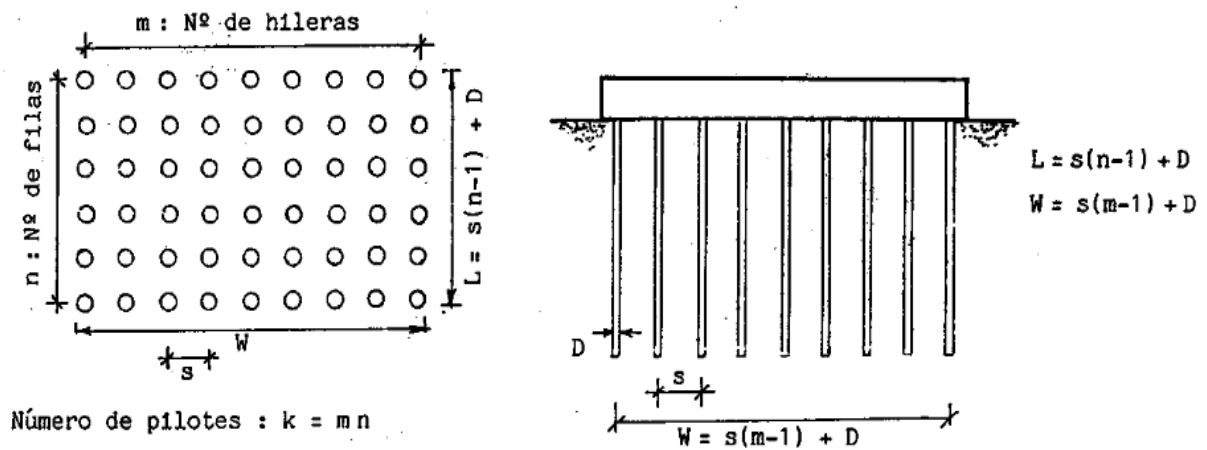
$$\theta = \text{artg} \frac{D}{s} \text{ (en grados)}$$

$D$  es el diámetro de los pilotes y  $s$  su separación.

Para que un pilote tenga 100% de eficiencia, su separación de los pilotes circundantes debe cumplir:

$$s \geq \frac{1.57Dmn - 2D}{m + n - 2} \quad (D \text{ en m.})$$

FIGURA 2.5.3.5.



## **MEJORAMIENTO DE SUELOS**

Como se especificó en el punto 2.4.3., el tipo de mejoramiento de suelos aplicado en el presente proyecto será compactación por humedecimiento para luego aplicarse compactación dinámica.

### **Compactación por humedecimiento (Hidrocompactación):**

En este caso se utiliza la propia susceptibilidad del suelo a colapsar bajo peso propio.

El método más frecuente de realizar la humectación o saturación del terreno, es a través de infiltración del agua desde la superficie del terreno, para lo cual se efectúan excavaciones poco profundas (0,40 a 0,80 m) o bien se construyen grandes estanques. En muchos casos, a efectos de acelerar el ingreso del agua al terreno, se construyen dentro del estanque drenes de arena convenientemente espaciados.

Este sistema ha sido empleado ampliamente en varias partes del mundo, por ejemplo en EE.UU. por Gibbs y Bara (1967) y Clevenger (1956); en Rumania por Bally et al (1965,1969); en la URSS por Lomize (1968) y Mustafae (1967); en China por Lin y Liang (1982); y en Argentina por Moll et al (1979).

A pesar de su amplia utilización y su bajo costo, el método presenta una serie de inconvenientes: aparición de grietas de tracción en el contorno del área inundada; existencia de importantes deformaciones posteriores al colapso; necesidad de recompactar los 4 ó 5 primeros metros utilizando otro tipo de metodología.

La efectividad de este método se mejora sustancialmente si al mismo se lo combina con otro método de compactación dinámica.

### **Compactación dinámica:**

Es una técnica que permite, mediante un apisonado pesado, aplicado en forma intensiva sobre la superficie a densificar, una compactación de suelos compresibles en grandes espesores.

El inventor de este proceso fue el ingeniero francés Louis Ménard en 1969, por lo cual se lo conoce también por Técnica de Consolidación Ménard.

Este método es adecuado para compactar mantos de suelos colapsables superficiales con espesores menores a 3,50 metros.

El método consiste en dejar caer en caída libre desde una altura de 4 a 8 metros, pilones de 3 a 8 Tn. sobre la superficie del terreno, a razón de 10 a 16 impactos en cada lugar ( [1] Abelev y Abelev, 1979). El impacto genera una rotura de la estructura del suelo, un aumento de la presión de poros y una compresión del aire presente en los poros, produciendo un reacomodamiento de las partículas, dando como resultado una estructura más compacta.

El contenido de humedad del suelo juega un papel importante, lográndose la máxima eficiencia con un contenido de humedad cercano al Límite Plástico. Si el contenido de humedad es menor a éste, es necesario humedecer el espesor de suelo de modo de alcanzar una mejor eficacia.

Varios son los factores que controlan los resultados del método, así por ejemplo el espesor compactado es función principalmente del peso y del diámetro del pilón. En tanto el grado de compactación está controlado por el número de impactos y la humedad del suelo.

El grado de compactación no es uniforme a lo largo de todo el espesor compactado, lográndose la máxima densificación a 1,2 a 1,5 veces el diámetro del pilón. Sin embargo, se pueden obtener Pesos Unitarios secos superiores a  $1,6 \text{ t/m}^3$ , en espesores de 2,5 a 3,5 m., lo cual en la mayoría de los casos es suficiente para disminuir o anular la susceptibilidad al colapso del suelo.

Los suelos densificados por esta técnica incrementan notablemente sus propiedades mecánicas y adquieren suficiente capacidad portante para resistir las cargas de las bases directas de edificios industriales, viviendas unifamiliares, etc., con esfuerzos en el suelo de fundación de hasta 2 o  $3 \text{ kg/cm}^2$ .

El tamaño y peso de los pisones a usar, así como la altura de caída libre y el espaciamiento entre puntos a impactar, dependen del tipo de suelo, del espesor del estrato a mejorar y del asentamiento requerido. En general, se emplea una masa de  $4\text{m}^2$ .de base para consolidar arenas, mientras que para los limos y arcillas se necesita por lo menos un área de  $6\text{m}^2$ . de base.

En cada impacto se originan ondas de choque de gran energía, que originan un fuerte estado tensional en el suelo, con los siguientes efectos simultáneos:

- Reducción de los vacíos
- Licuefacción parcial instantánea
- Formación de canales preferenciales de drenaje
- Disipación del agua de los poros

Los suelos apropiados para este tratamiento son en general las arenas sueltas, los limos, las arenas arcillosas con porcentajes de humedad superiores al 50% y aún al 100 % en suelos aluviales.

Dependiendo del tipo de terreno, la impronta dejada por el impacto puede ser bien franca, sin abultamiento o levantamiento de los bordes, como en el caso de las arenas sueltas con buen drenaje, o presentar un bulbo perimetral como es usual en las arcillas limosas saturadas. La profundidad de la impronta puede llegar a 0.8 m. en las arenas y 0.5 m. en las arcillas, en la primera operación de caída del pisón. En el segundo pase, estos valores se reducen en un 50%.

La operación se realiza según una sucesión de impactos, dejando luego un periodo de reposo de 2 a 4 semanas, para repetir el proceso, según el tipo de suelos. Los golpes se localizan en los vértices de una cuadrícula trazada de antemano sobre el área a compactar. El primer pase consiste en una sucesión de impactos fuertes, en número de dos a ocho.

El intervalo de cada operación debe ser inversamente proporcional a la permeabilidad del suelo y varía según la granulometría y el contenido de humedad.

Por ello se debe prever la secuencia de trabajo de la maquinaria, para no tenerla inactiva, lo cual encarecería mucho el proceso.

La profundidad H en metros del suelo afectado por esta consolidación resulta proporcional a la raíz cuadrada de la energía transmitida E (t/m<sup>2</sup>) en cada impacto:

$$H = \sqrt{E}$$

De modo que si se desea duplicar el espesor a compactar, se debe cuadruplicar la energía por impacto. E varía entre 50 y 800 t/m<sup>2</sup>.

La profundidad H en metros también puede obtenerse en función del peso de la masa m (tn.) y de la altura h de la caída libre, en metros:

$$H = C\sqrt{m * h}$$

Donde C es un factor que depende del tipo de suelo, del espesor de los estratos y de la pérdida de energía durante la caída, así como de la secuencia de las fases de ejecución.

Para las arenas sueltas, C=0.85. En las arcillas o limos saturados, C=0.35 y en los suelos mixtos generalmente se adopta C=0.5, pues el valor oscila en un rango entre 0.44 y 0.54.

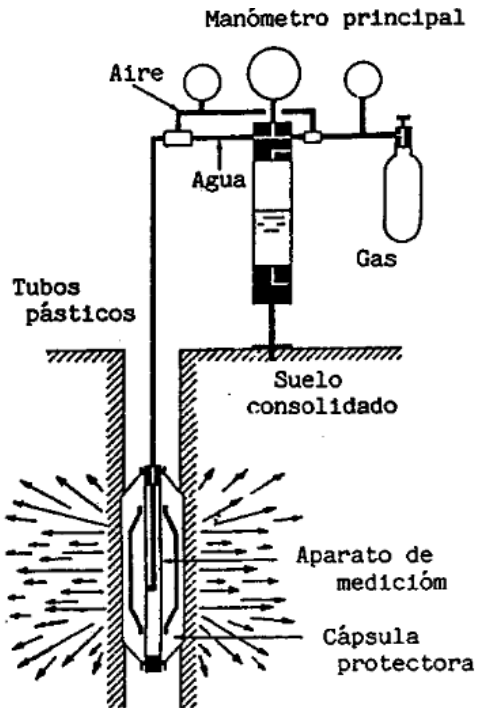
En los suelos de grava y piedra triturada, el valor de C disminuye, pues parte de la energía de compactación se consume en partir las partículas de mayor tamaño.

Simultáneamente a la aplicación del método de la consolidación dinámica, se debe realizar el análisis presiométrico del suelo luego de cada impacto, de modo de garantizar el comportamiento del suelo bajo las cargas futuras que impondrán las fundaciones.

### **Ensayo presiométrico.**

En todos los suelos dinámicamente consolidados, debe realizarse el ensayo presiométrico, para ello se usa el presiómetro de Ménard mostrado esquemáticamente en la figura 2.5.3.6.

FIGURA 2.5.3.6. PRESIÓMETRO DE MÉNARD



Este aparato consiste en una membrana dilatante que se expande con agua bajo la presión de un gas. La presión se va incrementando hasta que el suelo cede. El presiómetro se ubica en huecos cavados especialmente para realizar la medición, y de los valores obtenidos se deduce la presión límite y el módulo de deformación del suelo.

La prueba se realiza a intervalos de 1m. de altura en el estrato, pudiendo detectar in situ la variación de las características del terreno luego de cada impacto del pisón.

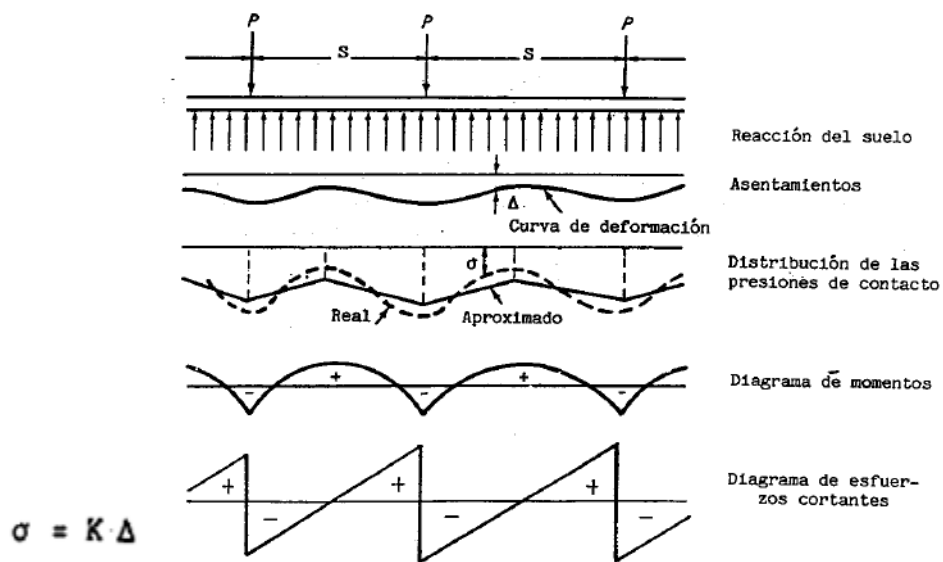
También se usan piezómetros para conocer la presión del agua en los poros del suelo.

## VIGAS T INVERTIDA

Las fundaciones corridas que soportan filas de columnas, se comportan generalmente como vigas de fundación apoyadas sobre un medio elástico: el suelo. El análisis exacto de este tipo de bases alargadas sometidas a cargas concentradas discretas resulta laborioso. Numerosas teorías se han desarrollado para analizar el comportamiento del suelo, considerándolo un medio elástico semi infinito, con cargas puntuales discretas, uniformemente espaciadas, y también se han realizado experimentos con métodos de fotoelasticidad para determinar el grado de deformación del conjunto suelo-estructura, si bien no se ha alcanzado un único criterio definido sobre el particular.

Asimismo se han aplicado métodos matriciales para la resolución de este tipo de bases suponiéndolas como vigas apoyadas sobre resortes de rigidez variable, los cuales pueden asimilarse al comportamiento de los diferentes tipos de suelos. En la práctica, es común recurrir a soluciones aproximadas, similares a las que se aplican para la resolución de las bases aisladas que soportan columnas, y que han sido tratadas previamente.

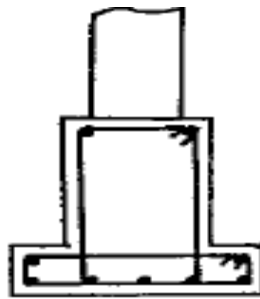
FIGURA 2.5.3.7.



La concentración de presiones bajo la base es tanto mayor cuando más deformable sea la zapata continua y más rígido el suelo de fundación. Además, las solicitaciones por flexión en la base disminuyen a medida que la rigidez del suelo aumenta.

En el caso de suelos blandos y deformables, especialmente cuando las columnas se hallan alejadas entre sí, es conveniente colocar una viga longitudinal, enlazando los pies de todas las columnas. Con ello se rigidiza la base, transformándola en una viga T de forma invertida. En general estas vigas se diseñan con  $L/h < 6$ , es decir con la relación correspondiente a vigas cortas, para incrementar su rigidez y evitar grandes asentamientos bajo el área donde apoyan las columnas.

FIGURA 2.5.3.8.



Para determinar la rigidez de una base corrida bajo una fila de columnas, se utilizará la teoría de la viga sobre fundación elástica, considerando una longitud elástica ficticia  $L_e$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E_c * I}{K * B}}$$

$E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto;  $I$  es el momento de inercia de la sección transversal de la base, de ancho  $B$  y  $K$  es el coeficiente de rigidez del suelo, o módulo de balastro.

### Caso I

Para:  $s \leq \frac{\pi}{2} L_e$  (s es la separación entre ejes de columnas)

Corresponde al caso de columnas próximas y cimentación rígida. Cuando las cargas de las columnas adyacentes no difieren en más de un 20% y las luces entre ejes de columnas no varían tampoco en más del 20% del valor mayor, es aceptable admitir que la distribución de las presiones en el suelo sea uniforme o lineal.

La reacción del suelo resulta uniforme cuando el centro de gravedad de la base corrida coincide con la resultante de las cargas. Pero si esto no sucede, en los cimientos rígidos la distribución de las reacciones del suelo es lineal. Por lo tanto, los momentos y esfuerzos cortantes en las bases continuas rígidas, se puede determinar mediante las condiciones de la estática.

Cuando el ancho  $b$  de la columna es considerable la anterior ecuación se modifica y expresa ahora el valor de  $s$  en función de:

$$s \leq \frac{\pi}{2} L_e + b$$

En otros casos, es lícito adoptar el siguiente valor admisible de separación entre columnas:

$$s \leq 1.75L_e$$

Dicha ecuación define el límite del espaciamiento  $s$  para que la base continua pueda considerarse rígida.

## **Caso II**

Para:  $s > \frac{\pi}{2} L_e$

Y cuando el ancho  $b$  de la columna es considerable:  $s > \frac{\pi}{2} L_e + b$

En este caso, la base continua no es más rígida, y se la debe diseñar como flexible, según dos criterios diferentes:

- a) Como viga sobre fundación elástica
- b) Mediante métodos aproximados

La aplicación de los métodos aproximados simplifica el problema, permitiendo obtener resultados satisfactorios en función de un diagrama de presiones trapezoidal, el cual sustituye el diagrama uniforme o lineal mencionado. La figura 2.5.3.9 grafica estos conceptos. En cada punto, el valor de  $\sigma$  resulta el producto del módulo de balastro  $k$  por el asentamiento  $\Delta$  según la ecuación:  $\sigma = k\Delta$ .

Como la viga no es más rígida, los asentamientos  $\Delta$  no serán uniformes o lineales, sino que bajo las columnas más cargadas, los asentamientos serán mayores que en las restantes. Para simplificar estos criterios, se acepta una distribución de presiones trapezoidal bajo cada columna, como la indicada en la figura, en una longitud:

$$\frac{\pi}{2}L_e + b \longrightarrow \text{Distribución uniforme} \quad \frac{L_e}{2} \longrightarrow \text{distribución lineal}$$

En las columnas de borde, se debe prolongar la base una distancia:  $L_o \geq \frac{\pi}{4}L_e$  con una reacción uniforme bajo la base en la longitud:  $\frac{\pi}{2}L_e + b$

FIGURA 2.5.3.9.

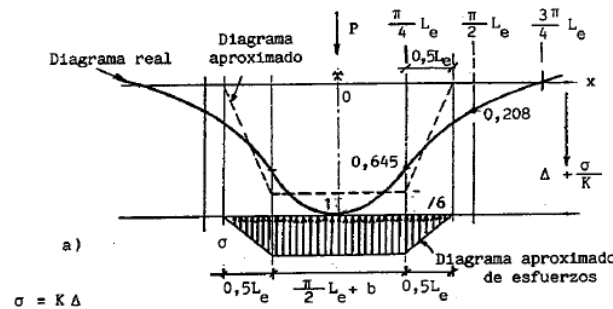
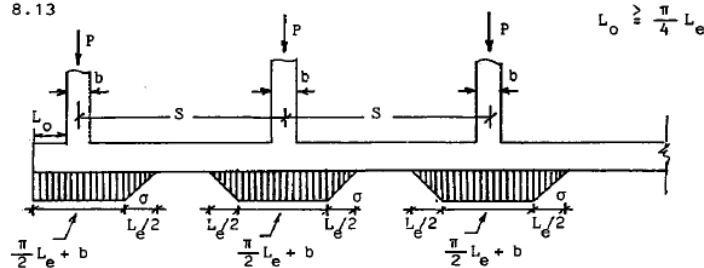


Figura 8.13



Para las reacciones del suelo de fundación se debe cumplir:

$$\sigma = \frac{\nu P}{B \left( \frac{\pi}{2} L_e + b \right)} \leq \sigma_{adm}$$

En forma similar al caso aquí analizado, las placas de fundación con filas cruzadas de columnas, se diseñaran como rígidas o flexibles, para franjas ortogonales, aplicando criterios análogos a los expuestos.

En todos los casos, para rigidizar las bases corridas bajo una fila de columnas, o las placas que soportan columnas ubicadas en los vértices de cuadrículas, se colocarán vigas de enlace o encadenado, sobresaliendo del plano superior de la fundación. Con ello se logra incrementar la rigidez del conjunto y resistir mejor los momentos flectores que transmiten los pies de las diferentes columnas.

Las bases continuas bajo una fila de columnas tienen generalmente un ancho B limitado, por lo cual no ofrecen suficiente área para que se produzca el punzonado. Por ello se deben verificar a flexión y corte simple.

## **2.6. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO**

### **2.6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Una especificación técnica es un documento en el que se describen detalladamente las características o condiciones mínimas que debe cumplir un producto geográfico, con el fin de crearlo, proveerlo y usarlo de manera estandarizada, permitiendo la interoperabilidad entre los datos y maximizando la calidad de la información

### **2.6.2. PRECIOS UNITARIOS**

El análisis de precios unitarios ha sido elaborado previa verificación de costos tanto de materiales locales, no locales, como de la mano de obra y equipos necesarios para la ejecución del proyecto.

**Carga Social.-** Se debe considerar entre un 55 % a 71,18% del subtotal de la mano de obra; en el presente proyecto se considera un recargo del 55% por beneficios sociales.

**Impuesto IVA a la mano de obra.-** El recargo por concepto del Impuesto al Valor agregado es de 14.94 % del componente mano de obra (subtotal mano de obra + beneficios sociales).

**Herramientas.-** Se asume un porcentaje igual al 5% del monto correspondiente a la mano de obra.

**Gastos Generales y Administrativos.-** Se refiere a los gastos generales, administrativos y de movilización en que incurre la empresa para ejecutar la obra, el porcentaje considerado es de 10 % y es aplicado al subtotal del ítem vale decir Materiales, Mano de Obra, Equipo y Herramientas Menores (% de 1+2+3).

**Utilidad.-** La utilidad se calculará en forma porcentual aplicando al subtotal correspondiente a la suma de Materiales, Mano de Obra, Equipo y Herramientas, Gastos generales. Para el proyecto asumimos un porcentaje del 10 %.

**Impuestos.-** El precio unitario deberá estar afectado por el Impuesto a la Transacción I.T., el porcentaje aplicado será del 3.09 % al subtotal del ítem incluida la utilidad.

**Tipo de Cambio.-** El tipo de cambio empleado para relacionar los precios de bolivianos a dólares se usó el tipo de cambio oficial 1 \$us = 6.97 Bs.

### **2.6.3. CÓMPUTOS MÉTRICOS**

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- a.- establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b.- determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El computo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, computo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

## **Normas de Cómputo**

En nuestro País no existen normas definidas para el cómputo ya que el ministerio de Urbanismo y Vivienda tanto como la dirección de Normas no cuentan con las mismas hasta la fecha.

Mientras ellas no existan, cada institución se rige por normas propias las que pueden variar de acuerdo a la experiencia de su personal técnico, el mismo que debe conocer perfectamente el proyecto y las especificaciones técnicas con el fin de tener una idea global de la misma.

Generalmente el ingeniero que efectúa los cómputos es la última persona que revisa el proyecto, por lo cual es muy frecuente que encuentre errores arquitectónicos o de cálculo, los mismos que necesariamente deben ser corregidos antes de su licitación.

El sistema aconsejable para la determinación de volúmenes es como sigue:

a.- **Estudiar la documentación.**- Ésta es una de las operaciones de mayor importancia, nos da la primera idea sobre la marcha del cómputo y el tiempo que permite planificarlo, informa sobre el carácter de la obra y el contenido de la documentación.

La interpretación ajustada de un plano, no puede lograrse si no se tiene la visión de conjunto de la obra, y es solamente este conocimiento el que permite alcanzar, junto con el máximo rendimiento, la mayor exactitud dentro de la menor dispersión de esfuerzos.

b.- **Respetar los Planos.**- La medición debe corresponderse con la obra. El cómputo se hará siguiendo las indicaciones de los planos y los pliegos, sólo se abandonará esta norma cuando resulten contradicciones o construcciones impracticables, entonces el operador aplicara su propio criterio.

### **2.6.4. PRESUPUESTO**

El presupuesto fue calculado de acuerdo al análisis de precios unitarios y a los volúmenes de obra detallados en los cómputos métricos.

### **3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.-**

#### **3.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

De acuerdo con el levantamiento topográfico realizado al área de emplazamiento del presente proyecto, se concluye que si bien existe pequeños relieves en la topografía del campus universitario, ésta es insignificante con las dimensiones del comedor mencionado en este documento, por lo cual prácticamente se considera a la superficie de construcción como área parcialmente plana, debido a que los valores de las cotas en cualquier punto de la superficie en estudio no varían de manera considerable.

#### **3.2. ESTUDIO DE SUELOS**

El material de fundación del comedor universitario de Villamontes de la U.A.J.M.S. tiene una capacidad portante de  $0.53 \text{ Kg/cm}^2$  a 2.0m. de profundidad y  $0.39 \text{ Kg/cm}^2$  de 1 a 1.5 m., además de ser un tipo de suelo que se ve afectado por la cantidad de agua registrada como entrante en la superficie de estudio, la misma que al saturarse corre el riesgo de colapsar, por lo cual lleva el denominativo de suelo “colapsable”.

#### **3.3. NORMA**

El proyecto comprende un análisis técnico y económico de las alternativas planteadas para la cimentación de estructuras de pequeña altura en suelos colapsables siguiendo las normas de construcción americanas ACI (Instituto Americano del Concreto) para el hormigón armado.

Guiado en la teoría de aplicación de la norma boliviana (CBH) que señala: El autor del proyecto, el Director de Obra y el fiscal de la misma, tanto si ésta es pública como privada, están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones del CBH, pero pueden bajo su personal responsabilidad, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas y métodos de control, diferentes de los que incluyen, si son debidamente justificados ante la autoridad competente, y como para el cálculo de la estructura se hará empleo del programa estructural CYPECAD el mismo que

no contempla en su diseño la norma boliviana, además que aún no existe ningún programa computarizado que la contemple es que se decidió trabajar con la norma ACI 318-05.

**Estructura de Hormigón:** Basándose en la normativa ACI, se utilizarán los siguientes factores de mayoración de cargas.

### Combinaciones de Carga

La norma ACI nos muestra las siguientes combinaciones, y sus diferentes modificaciones a través de los años, para este cálculo se realizará el diseño de las cimentaciones con la última modificación que corresponde al año 2005, y se encuentra en el apéndice C de la misma.

TABLA 3.3.1. FACTORES DE CARGA. Fuente: ACI 318-05

C.1	$U=1.4D+1.7L$
C.2	$U=0.75(1.4D+1.7L)+(1.6W \text{ ó } 1.0E)$
C.3	$U=0.9D+(1.6W \text{ Ó } 1.0 E)$
C.4	$U=1.4D+1.7L+1.7H$

Dónde:

D: cargas permanentes

E: cargas sísmicas

L: sobrecargas

W: cargas por viento

H: empuje lateral del suelo

U: solicitaciones mayoradas

En la Tabla 3.3.2., se muestran los factores de reducción de resistencia recomendados por la ACI.

TABLA 3.3.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Flexión simple y tracción	0.9
Compresión (con zunchos)	0.7
Compresión (con estribos)	0.65
Corte y torsión	0.75
Corte Sísmicos	0.6

Las sobrecargas de uso fueron extraídas de la tabla 3.1 del Jiménez Montoya por ser el más completo, donde nos indica que en edificios docentes para aulas, despachos y comedores se deberá tomar una sobrecarga de uso igual a 300 kg/m<sup>2</sup>.

TABLA 3.3.3. SOBRECARGAS DE USO

<b>USO DEL ELEMENTO</b>	<b>Sobrecarga (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>B. Viviendas</b>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3,5
<b>D. Oficinas y comercios</b>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3,5
<b>E. Edificios docentes</b>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3,5
<b>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</b>	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3,5
<b>G. Calzadas y garajes</b>	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1000

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 12<sup>a</sup> Edición

### 3.4. MATERIALES

Para las alternativas de cimentación: viga T invertida, platea de fundación, micropilotes y mejoramiento de suelos se trabajará con Hormigón Armado por los siguientes motivos:

El Hormigón Armado es aquel que contiene barras de acero dispuestas en forma tal que ambos materiales cooperen para resistir los esfuerzos internos calculados, se trabajará con una resistencia característica del hormigón de  $f'c= 21\text{MPa}$ , y el acero a utilizar con un  $f_y= 420\text{MPa}$ .

Algunas propiedades de este material son:

- a) Seguridad contra incendios, ya que el hormigón además de ser un material incombustible, es mal conductor del calor y por lo tanto el fuego no afecta peligrosamente la armadura metálica, cosa que sucede en las estructuras puramente metálicas. El calor penetra lentamente al interior de la masa de hormigón.
- b) Su carácter monolítico, ya que todos los elementos que forman la estructura de una obra de hormigón armado, están sólidamente unidos entre sí, presentando una elevada estabilidad contra vibraciones y movimientos sísmicos, siendo por lo tanto una estructura ideal para regiones azotadas por terremotos. Toma el nombre de estructura antisísmica.
- c) Facilidad de construcción y fácil transporte del hierro para las armaduras. La construcción se ejecuta con rapidez. La preparación de la armadura metálica y su colocación en obra es simple. Los encofrados, de madera ordinaria, son rudimentarios, pero deben ser robustos.
- d) La conservación no exige ningún gasto. En las estructuras puramente metálicas es necesario pintar periódicamente el hierro, a fin de evitar su oxidación y desgaste. Mientras que en las estructuras de hormigón armado, el hierro, envuelto y protegido por la masa del hormigón, se conserva intacto y en perfectas condiciones.
- e) El hormigón armado se presta para ejecutar estructuras de formas más variadas, satisfaciendo cualquier exigencia arquitectónica del proyecto. Por sus reducidas

dimensiones, en comparación con la mampostería, representa una considerable economía de espacio.

- f) Es una estructura indispensable en la construcción de escuelas, cuarteles, hospitales, coliseos y cárceles, por ser un material que excluye completamente la formación de mohos, putrefacción, así como también la cría de bichos, por carecer en absoluto de huecos que los cobijen.

Pero también presenta algunas desventajas:

- a) Tiempo de fraguado y endurecimiento.
- b) Cimbras y encofrados cuyo costo puede ser considerable dentro del total de la obra.
- c) Peso propio grande, lo que conduce a grandes cimentaciones y a cimbras importantes así como que no sea factible el Hormigón Armado en estructuras donde el peso propio tiene ya una gran repercusión en el total de las cargas.
- d) Retracción del Hormigón Armado con el consiguiente peligro de fisuración, sobre todo en los primeros días cuando por otra parte es menos resistente.
- e) Dependencia del clima para su ejecución (hormigonado y endurecimiento).
- f) Posibilidad de prefabricación bastante limitada, sobre todo por el problema de las uniones.

### **3.5. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL ESTRUCTURA DE CUBIERTA**

Debido a la forma irregular de la cubierta, después de un rígido análisis para establecer el tipo de cubierta a diseñar, se determinó el uso de los forjados reticulares por las ventajas proporcionadas por el mismo, como ser: luces extensas, confort, comodidad arquitectónica, etc.

#### **3.5.1. ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN**

A pesar de que la estructura consta de una sola planta, se optó por realizar una estructura aporticada debido a que el estudio del presente proyecto está referido exclusivamente al análisis de cimentaciones sobre suelos difíciles colapsables

siendo las alternativas de solución planteadas netamente tema de estructuras porticadas.

### **3.5.2. FUNDACIONES**

Puesto que el objetivo trazado en el presente proyecto es realizar un análisis de cimentaciones sobre suelos difíciles colapsables se desarrollaron las alternativas de cimentación planteadas, tales como:

- Vigas T invertida
- Micro pilotes
- Plateas de fundación
- Mejoramiento de suelos

## **3.6. ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **INTRODUCCIÓN**

Para poder cumplir con los objetivos trazados, se tuvo que diseñar el comedor universitario con el fin de obtener las reacciones producidas por las cargas actuantes en la estructura.

Debido a que el alcance del presente no contempla el diseño estructural del comedor, nos limitaremos a mencionar solamente aquello que es fundamental para el diseño de las fundaciones: las reacciones producidas por las cargas actuantes en la estructura.

### **3.6.1. FUNDACIONES**

Se desarrollaron las cuatro alternativas de cimentación determinadas en el objetivo general con el fin de lograr el cumplimiento del mismo.

#### **Programa de cálculo utilizado**

Para el cálculo de Vigas T invertida, Encepados de Micropilotes y Zapatas aisladas para la alternativa de cimentación de mejoramiento de suelos, se utilizó el programa

informático de diseño y cálculo de edificación CYPECAD 2010, además de comprobarse manualmente el cálculo de las mismas (Anexos- Memoria de Cálculo.)

La platea de fundación fue calculada manualmente por el método rígido convencional.

### **CARGAS A CIMENTACIÓN $h = 2.0$ m.**

COLUMNA	CARGA PERMANENTE			SOBRECARGA DE USO		
	AXIAL (tn)	Mx (tn*m)	My (tn*m)	AXIAL (tn)	Mx (tn*m)	My (tn*m)
1	11.25	-0.81	0.00	0.91	0.04	0.00
2	14.61	0.44	-0.15	1.69	0.04	-0.06
3	21.89	-0.01	0.64	2.46	0.01	0.02
4	13.92	-0.04	0.42	1.57	0.04	0.04
5	8.15	-0.67	-0.52	0.49	0.02	0.01
6	8.13	0.32	0.71	0.44	-0.02	-0.01
7	18.65	-0.09	-0.77	2.63	-0.01	-0.05
8	11.14	0.25	-0.97	0.89	-0.01	0.04
9	17.00	-0.33	0.04	1.99	-0.05	0.04
10	17.26	-0.34	1.02	1.55	-0.01	0.04
11	16.36	0.00	0.00	2.63	0.00	0.00
12	19.24	0.00	0.00	3.45	0.00	0.00
13	20.19	0.00	0.00	3.61	0.00	0.00
14	26.96	-0.77	0.66	3.64	-0.01	0.02
15	20.23	0.04	-0.21	2.72	0.00	-0.01
16	17.27	0.84	0.28	1.51	0.02	0.01
17	16.38	0.32	0.29	1.95	0.06	0.04
18	11.05	0.02	-0.85	0.90	0.01	0.04
19	11.29	1.02	0.21	0.93	-0.04	-0.01
20	14.03	-0.37	0.05	1.66	-0.04	-0.05
21	20.94	-0.28	-0.98	2.38	-0.02	-0.01
22	13.92	0.18	0.66	1.57	-0.04	0.05
23	8.20	0.71	-0.32	0.50	-0.02	0.02
24	7.96	-0.41	0.80	0.45	0.02	-0.01
25	20.86	0.64	-0.03	2.64	0.02	-0.03
26	7.71	-0.30	-0.08	0.53	-0.03	-0.03
27	12.45	0.59	-0.42	1.27	-0.01	-0.05
28	12.50	-0.64	-0.42	1.25	0.00	-0.05
29	7.69	0.28	-0.15	0.20	0.02	-0.03

## CARGAS A CIMENTACIÓN h=1.20 m

COLUMNA	CARGA PERMANENTE	SOBRECARGA DE USO	VIGA	MUROS tn/ml
	AXIAL (tn)	AXIAL (tn)		
1	5.70	0.79	C1-C2	0.76
2	10.20	1.61	C2-C3	0.76
3	13.33	2.27	C3-B4	0.76
4	9.24	1.47	C3-B6	0.76
5	3.68	0.40	C4-B4	0.76
6	3.37	0.34	C4-C5	0.76
7	15.35	2.58	C5-C6	0.76
8	5.54	0.77	C6-C7	0.76
9	11.32	1.89	B4-B5	0.76
10	9.73	1.36	C7-B5	0.76
11	16.72	2.66	B3-C14	0.76
12	19.56	3.47	B3-C15	0.76
13	20.67	3.66	C15-C16	0.76
14	18.82	3.47	C10-C16	0.76
15	16.30	2.63	C16-C17	0.76
16	9.78	1.35	C17-C18	0.76
17	11.19	1.86	C18-C19	0.76
18	5.48	0.78	C14-C21	0.76
19	5.65	0.81	C21-C20	0.76
20	9.59	1.57	C20-C19	0.76
21	13.59	2.23	C21-C22	0.76
22	9.21	1.47	C22-C23	0.76
23	3.65	0.41	C23-C24	0.76
24	3.35	0.35	C14-C25	0.76
25	14.85	2.56	C25-C24	0.76
26	4.21	0.44	C25-C26	0.76
27	7.94	1.17	C26-C27	0.76
28	8.00	1.16	C27-C28	0.76
29	4.24	0.42	C28-C29	0.76
			C29-C7	0.76

### 3.6.2. VIGA T INVERTIDA

Profundidad de fundación 1.20 m

Tensión admisible del terreno de fundación 0.39 kg/cm<sup>2</sup>

Nro. VIGA	DIMENSIÓN (m)					As NECESARIA (cm <sup>2</sup> )							As COLOCADA (cm <sup>2</sup> )						
	L	H	h	a	b	As LONGITUDINAL SUP.			As LONGITUDINAL INF			As TRANS (cm <sup>2</sup> /m)	As LONGITUDINAL SUP.			As LONGITUDINAL INF			As TRANS (cm <sup>2</sup> /m)
						IZQ.	CENT.	DER.	IZQ.	CENT.	DER.		IZQ.	CENT.	DER.	IZQ.	CENT.	DER.	
C1-C2	5.60	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37	78.37	78.37	8.45	20.9	20.9	20.9	80.28	80.3	80.28	8.97
C2-C3	4.15	1.20	0.35	0.35	1.35		20.32	20.32	78.37	78.37	78.37	8.45		20.9	20.9	131.7	81.1	81.07	8.97
C3-B4	4.05	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32			78.37	78.37	8.45	20.9	20.9			80.3	80.28	8.97
C3-B6	6.90	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37	78.37		8.45	20.9	20.9	20.9	80.28	80.3		8.97
C4-B4	2.00	1.20	0.35	0.35	1.35		20.32	20.32	78.37	78.37		8.45		20.9	20.9	131.7	81.1		8.97
C4-C5	3.60	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32		78.37	78.37	78.37	8.45	20.9	20.9		80.28	80.3	80.28	8.97
C5-C6	6.45	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37		78.37	8.45	20.9	20.9	20.9	80.28		80.28	8.97
C6-C7	3.65	1.20	0.35	0.40	1.00	23.22			58.05	58.05	58.05	8.45	23.75			59.3	59.3	59.3	8.97
B4-B5	7.65	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37			8.45	20.9	20.9	20.9	80.28			8.97
C7-B5	1.90	1.20	0.35	0.40	1.00		23.22	23.22	58.05	58.05		8.45		23.75	23.75	81.07	60.8		8.97
B5-C12	3.95	1.20	0.40	0.50	1.70	29.03	29.03	29.03			98.69	16.89	30.4	30.4	30.4			101.3	17.94
C12-C11	4.40	1.20	0.40	0.50	1.70	29.03	29.03	29.03	98.69	98.69	98.69	16.89	30.4	30.4	30.4	101.3	101	101.3	17.94
C11-C10	3.55	1.20	0.35	0.50	1.70		29.03	29.03	98.69	98.69		16.89		30.4	30.4	162.1	101		17.94
C12-C13	5.35	1.20	0.45	0.70	2.50	40.64	40.64	40.64	145.1		145.1	16.89	45.6	45.6	45.6	148.3		148.3	17.94
C13-B3	5.95	1.20	0.45	0.70	2.50	40.64	40.64	40.64	145.1			16.89	45.6	45.6	45.6	148.3			17.94
B3-C14	2.65	1.20	0.35	0.45	1.45	26.12	26.12			84.18	84.18	16.89	26.55	26.55		85.35	85.4		17.94
B3-C15	5.05	1.20	0.35	0.50	1.70		29.03	29.03	98.69	98.69		16.89		30.4	30.4	101.3	101		17.94
C15-C16	3.55	1.20	0.35	0.50	1.70				98.69	98.69	98.69	16.89				101.3	101	101.3	17.94
C10-C16	7.30	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37		78.37	8.45	20.9	20.9	20.9	80.28		80.28	8.97
C16-C17	5.45	1.20	0.35	0.35	1.35		20.32		78.37	78.37	78.37	8.45		20.9		80.28	80.3	80.28	8.97
C17-C18	5.65	1.20	0.35	0.35	1.35		20.32	20.32	78.37	78.37	78.37	8.45		20.9	20.9	80.28	80.3	80.28	8.97
C18-C19	6.45	1.20	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37		78.37	8.45	20.9	20.9	20.9	80.28		80.28	8.97
C14-C21	6.45	1.20	0.35	0.50	1.70	29.03	29.03	29.03	98.69		98.69	16.89	30.4	30.4	30.4	101.3		101.3	17.94
C21-C20	3.90	1.20	0.35	0.40	1.40				81.27	81.27	81.27	8.45				96.27	96.3	96.27	8.97

Nro. VIGA	DIMENSIÓN (m)					As NECESARIA (cm2)						As COLOCADA (cm2)							
	L	H	h	a	b	As LONGITUDINAL SUP.			As LONGITUDINAL INF			As TRANS	As LONGITUDINAL SUP.			As LONGITUDINAL INF			As TRANS
						IZQ.	CENT.	DER.	IZQ.	CENT.	DER.	(cm2/m)	IZQ.	CENT.	DER.	IZQ.	CENT.	DER.	(cm2/m)
C20-C19	5.6	1.2	0.35	0.35	1.35		20.32	20.32	78.37	78.37	78.37	8.45		20.9	20.9	99.13	99.1	78.86	8.97
C21-C22	6.15	1.2	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37	78.37	78.37	8.45	20.9	20.9	20.9	80.28	80.3	80.28	8.97
C22-C23	3.6	1.2	0.35	0.35	1.35		20.32	20.32	78.37	78.37	78.37	8.45		20.9	20.9	111.5	86.1	86.14	8.97
C23-C24	6.45	1.2	0.35	0.35	1.35	20.32	20.32	20.32	78.37		78.37	8.45	20.9	20.9	20.9	80.28		80.28	8.97
C14-C25	6.05	1.2	0.35	0.45	1.45	26.12	26.12	26.12	84.18	84.18	84.18	16.89	30.4	30.4	30.4	85.35	85.4	85.35	17.94
C25-C24	3.6	1.2	0.35	0.4	1.2			23.22	69.66	69.66	69.66	8.45			23.75	84.64	84.6	84.64	8.97
C25-C26	3.8	1.2	0.35	0.3	1	17.42	17.42	17.42	58.05	58.05	58.05	8.45	58.05	58.05	58.05	64.37	64.4	59.3	8.97
C26-C27	3.2	1.2	0.35	0.5	1.5	29.03	29.03	29.03	87.08	87.08	87.08	16.89	30.4	30.4	30.4	88.99	89	88.99	17.94
C27-C28	6	1.2	0.35	0.4	1.4	23.22	23.22	23.22	81.27	81.27	81.27	8.45	23.75	23.75	23.75	83.92	89	88.99	8.97
C28-C29	3.15	1.2	0.35	0.45	1.45	26.12	26.12	26.12	84.18	84.18	84.18	16.89	30.4	30.4	30.4	85.35	85.4	85.35	17.94
C29-C7	3.8	1.2	0.35	0.4	1.1	23.22	23.22	23.22	63.86	63.86	63.86	8.45	23.75	23.75	23.75	64.37	64.4	64.37	8.97

### 3.6.3. MICROPILOTES

Se diseñaron los pilotes a fricción porque el estrato de suelo considerado óptimo para fundar se encontraba a profundidades altas. La carga que soporta cada encepado es la correspondiente a su respectiva columna, habiendo un total de 29 columnas en toda la estructura.

Resultado del cálculo el número de micropilotes a usar es variable entre 1 y 3 micropilotes por columna de 250 mm. de diámetro fabricados con armadura tubular y lechada de cemento, la separación entre micropilotes es de 1000 mm., lo correspondiente a 4D.

Cada columna consta de un encepado de hormigón armado (armadura detallada en Anexos, planos) cuya altura varía de acuerdo a la columna en estudio. La penetración de los micropilotes en el encepado es de 15 cm., con el fin de que se considere empotrado en el mismo. La profundidad a la cual se encuentran los encepados es 2m.

## CÁLCULO MICROPILOTES

Para calcular la resistencia al hundimiento por micropilote, se necesitan los siguientes datos estructurales:

### DATOS:

D=	0.25 m	Diámetro del micropilote
L=	5 m	Longitud enterrada del micropilotes
$\gamma_H$ =	2.4 tn/m <sup>3</sup>	Peso específico del hormigón
kr=	0.667	Factor de rozamiento terreno-fuste $2/3 < kr < 1$
Pi=	100 tn/m <sup>2</sup>	Presión de inyección del mortero

El estudio de suelos del presente proyecto fue realizado hasta una profundidad de 2.0 m., por lo cual se asumirá que desde la profundidad de 2.0 m. hacia "n" metros de profundidad el estrato de suelo no varia, ya que el objeto del presente proyecto es realizar un estudio genérico de cimentaciones en suelos colapsables para estructuras de baja altura por lo cual al asumir que el estrato de suelo permanezca constante se estaría realizando el análisis en el caso más desfavorable, es decir en el caso de que en profundidades superiores no se encuentre un material más resistente que el limo arcillo arenoso ML-CL.

$\phi$ =	16 °	Ángulo de fricción interna del suelo Tabla A-5
c=	1 tn/m <sup>2</sup>	Cohesión Tabla A-6
$\gamma$ =	1.6 tn/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo
z=	5 m	Espesor del estrato, en este caso es igual a L

Esfuerzo Vertical  $\sigma'_{v(z)}$

$$\sigma'_{v_{z1}} = (\gamma_{suelo} - \gamma_{agua}) \cdot Z$$

$$\sigma'_{v(z)} = 3.095 \text{ tn/m}^2$$

Esfuerzo Horizontal:  $\sigma'_{h(z)}$

$$k_0 = (1 - \text{seno}(\phi))$$

$$k_0 = 0.724$$

$$\sigma'_{H_z} = k_0 \cdot \sigma'_{v(z)} + \frac{P_i}{3}$$

$$\sigma'_{h(z)} = 35.57411 \text{ tn/m}^2$$

Donde:

ko= coeficiente de empuje al reposo

Pi= presión de inyección con que s introducido el hormigón para formar el micropilote

### RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE $f_z$

El coeficiente  $k_r$  está comprendido entre 2/3 y 1.

$$\delta = k_r \cdot \phi$$

$$\delta = 10.672^\circ$$

$$f_{z1} = \frac{C}{F_c} + \sigma'_{H(z)} \cdot \frac{\text{tg} \delta}{F_\phi}$$

$$f_z = 5.135843 \text{ tn/m}^2$$

Donde:

$F_c, F_\phi$  = Coeficientes de minoración que dependen del tipo de aplicación; para nuevas construcciones es 1.5, y para cimentaciones existentes se toma 1.2

$\delta$  = Ángulo de rozamiento del contacto terreno-fuste del micropilote a la profundidad  $z$ , es una fracción del ángulo de rozamiento interno efectivo.

### RESISTENCIA POR FUSTE A ESFUERZOS DE COMPRESIÓN $Q_f$ :

$$Q_f = \sum(A_{li} \cdot f_{zi})$$

$$A_{li} = 3.926991 \text{ m}^2 \quad \text{Área lateral del micropilote}$$

$$Q_f = 20.16841 \text{ tn}$$

### RESISTENCIA POR PUNTA

Como el micropilote no se encuentra empotrado en roca y debido a que la sección transversal del micropilote es pequeña, no se considerará la resistencia del mismo por punta.

### RESISTENCIA ÚLTIMA FRENTE AL HUNDIMIENTO $Q_u$

$$Q_u = Q_f + Q_{pr}$$

Al ser  $Q_{pr}$  igual a cero por lo mencionado anteriormente, la resistencia última frente al hundimiento es:

$$Q_u = Q_f = 20.16841 \text{ tn}$$

Rozamiento unitario por fuste frente a esfuerzos de tracción  $f_t$ :

$$f_t = n \cdot f$$

$$f_t = 3.081506 \text{ tn/m}^2$$

Donde:

$n$  = Coeficiente de seguridad según la disponibilidad de las cargas sobre el micropilote; si esta sometido a esfuerzos de compresión y tracción es igual a 0.6, pero si solamente

#### RESISTENCIA POR FUSTE DEL MICROPILOTE FRENTE ESFUERZOS DE TRACCIÓN $Q_{ft}$

$$Q_{f_t} = A_l \cdot f_t$$

$$Q_{ft} = 12.10104 \text{ tn}$$

#### RESISTENCIA ÚLTIMA FRENTE AL ARRANQUE $Q_{ar}$

$$Q_{ar} = Q_{f_t} + \frac{W_e}{F_{we}}$$

$$Q_{ar} = 12.59192 \text{ tn}$$

Donde:

$W_e$  = Es la componente del peso propio del micropilote, y está relacionado por el área transversal del elemento, su longitud total y el peso específico del hormigón.

$F_{we}$  = Coeficiente de minoración igual a 1.2

#### CÁLCULO DEL NÚMERO DE MICROPILOTES

$$\text{Número} = P_c + W/Qu$$

Donde:

$P_c$  = Carga axial mayorada

$W$  = Peso del elemento

#### SEPARACIÓN ENTRE MICROPILOTES

$$s = s_d \cdot D \quad s_d \text{ varia de 2.5 a 4}$$

$$s = 1.00 \text{ m}$$

## EFICIENCIA DE UN GRUPO DE MICROPILOTES

$$\eta = 1 - \left[ \frac{(m-1)n + (n-1)m}{90mm} \right] \cdot \theta \quad \text{donde } \theta \cdot (\text{grados}) = \tan^{-1}(D/s)$$

Donde:

- s = Distancia centro a centro entre micropilote  
 n = Número de micropilotes por columna  
 m = Número de micropilotes por fila  
 $\eta$  = Eficiencia de grupo

## RESISTENCIA FRENTE AL HUNDIMIENTO EN GRUPO DE MICROPILOTES $Q_g$

Si  $\eta < 1$  entonces  $Q_g = \eta \cdot m \cdot n \cdot Q_u$

Si  $\eta > 1$  entonces  $Q_g = m \cdot n \cdot Q_u$

## ARMADURA DEL MICROPILOTE

Datos:

De=	0.25 m	Diámetro externo armadura tubular
Dj=	0.23 m	Diámetro interno armadura tubular
Ac=	0.041548 m <sup>2</sup>	Sección neta de la lechada del mortero
As=	0.001010 m <sup>2</sup>	Sección total de las barras corrugadas de acero
	4200 kg/cm <sup>2</sup>	Límite elástico acero armadura corrugada
fy=	4200 kg/cm <sup>2</sup>	Límite elástico acero armadura tubular
f'c=	210 kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia característica del Hormigón a los 28 días
re=	3 mm	Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión

TABLA 2. VALORES DE  $r$ , mm

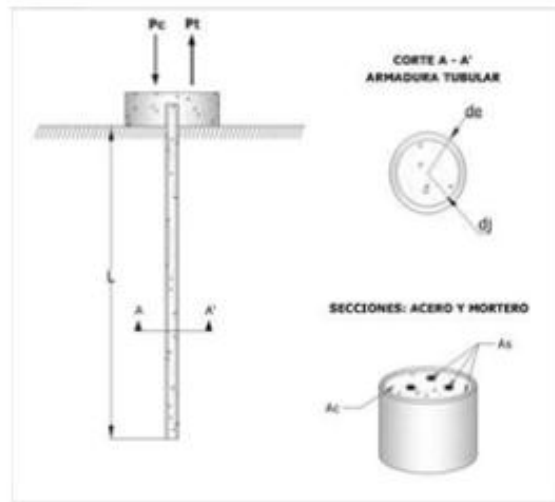
TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILOTE (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc..)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
Rellenos no agresivos sin compactar	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc..)	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

Fuente: GUÍA PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE MICROPILOTES EN OBRAS DE CARRETERA; (Octubre 2005).

TABLA 3. COEFICIENTE  $F_{u,c}$  y  $F_{u,t}$

Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1.0
De rosca machihembrada con sección ensanchada	
De rosca machihembrada, sin sección ensanchada y con contacto a tope en ambos extremos	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0.5

Fuente: GUÍA PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE MICROPILOTES EN OBRAS DE CARRETERA: (Octubre 2005).



$$A_{ac} = \frac{\pi}{4} \left[ (d_e - 2r_e)^2 - d_j^2 \right] \cdot F_{u,c}$$

$$A_{ac} = 52.12 \text{ cm}^2.$$

Área de armadura tubular

$$A_s = 5 f 16 = 10.0531 \text{ cm}^2$$

Área armadura longitudinal

### ASIENTO DEL MICROPILOTE $S_{nc}$

$$q_c = (C \cdot N_k) + \sigma'_v$$

Resistencia unitaria del terreno a la presión estática

$$q_c = 70.5 \text{ tn/m}^2$$

$N_k$  factor de proporcionalidad igual a 15

$$S_{NC} = \frac{0.6 \cdot P_c}{L \cdot q_c}$$

## ASIENTO EN GRUPO DE MICROPILOTES

Longitud y base total del grupo

$$Lg = (m - 1)s + D$$

$$Bg = (n - 1)s + D$$

Incremento de la presión vertical to  $\Delta\sigma'_{vi}$

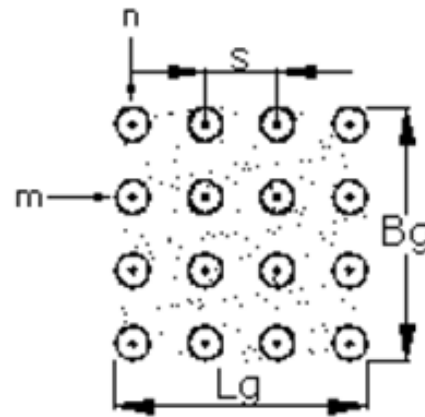
$$\Delta\sigma'_{vi} = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

$$p = Pc / (Lg \cdot Bg)$$

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$\alpha = \arctg(a / H)$$

## MICROPILOTES EN GRUPO



Asiento del grupo de micropilotes  $S_g$

$$S_g = S_o + 0.8 \frac{Q_g (1 - \nu_{equiva}^2)}{E_m (B_g + H_1)(L_g + H_1)}$$

Donde:

- $p$  = presión media transmitida por la cimentación
- $\alpha$  =  $\arctan(a/H)$  expresado en rad
- $a$  = radio de la cimentación circular equivalente
- $S_o$  = Asiento del micropilote aislado
- $Q_g$  = Carga axial aplicada al grupo de micropilotes
- $H_1$  =  $1/3L$
- $\nu$  = Módulo de poisson Tabla A-7
- $E_m$  = Módulo de elasticidad del suelo Tabla A-7

**CUADRO CÁLCULO DE MICROPILOTES**

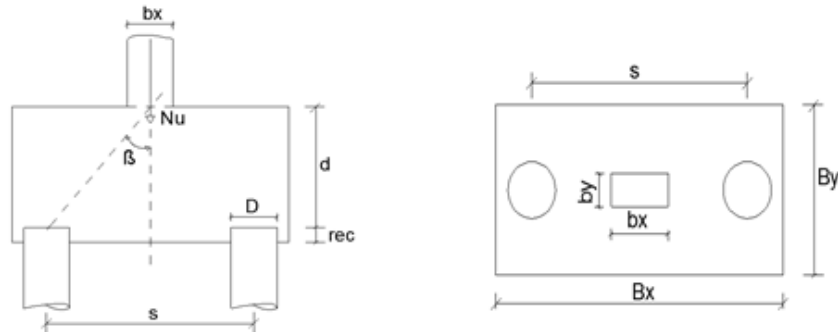
Nro. Columna	CM (tn.)	CV (tn.)	N (tn.)	Nro. micropilote	Diámetro (m.)	Longitud (m.)	Qu (tn.)	$\eta$	Qg (tn.)	Sg (cm)
1	11.25	0.91	17.30	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.944
2	14.61	1.69	23.33	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	4.191
3	21.89	2.46	34.83	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	6.144
4	13.92	1.57	22.16	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	3.771
5	8.15	0.49	12.24	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.084
6	8.13	0.44	12.13	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.065
7	18.65	2.63	30.58	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	5.395
8	11.14	0.89	17.11	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.912
9	17.00	1.99	27.18	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	4.795
10	17.26	1.55	26.80	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	4.728
11	16.36	2.63	27.38	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	4.829
12	19.24	3.45	32.80	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	5.787
13	20.19	3.61	34.40	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	6.069
14	26.96	3.64	43.93	3	0.25	5	20.1684	1	60.5	7.750
15	20.23	2.72	32.95	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	5.812
16	17.27	1.51	26.75	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	4.718
17	16.38	1.95	26.25	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	4.630
18	11.05	0.90	17.00	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.894
19	11.29	0.93	17.39	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.959
20	14.03	1.66	22.46	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	4.036
21	20.94	2.38	33.36	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	5.886
22	13.92	1.57	22.16	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	3.980
23	8.20	0.50	12.33	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.099
24	7.96	0.45	11.91	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	2.027
25	20.86	2.64	33.69	2	0.25	5	20.1684	1	40.34	5.944
26	7.71	0.53	11.70	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	1.991
27	12.45	1.27	19.59	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	3.519
28	12.50	1.25	19.63	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	3.526
29	7.69	0.20	11.11	1	0.25	5	20.1684	1	20.17	1.890

## CÁLCULO ENCEPADO DE DOS MICROPILOTES

Para el diseño y dimensionamiento del encepado de dos micropilotes se requieren de los siguientes datos estructurales.

### DATOS COLUMNA Nro. 3

$f_c =$	0.21 tn/cm <sup>2</sup>	Resistencia característica del hormigón a los 28 días.
$f_y =$	4.2 tn/cm <sup>2</sup>	Resistencia del acero estructural.
$N_u$	34.83 tn	Carga axial de la columna mayorada
$\gamma_c =$	2.4 tn/m <sup>3</sup>	Peso específico del hormigón
$s =$	1 m	Separación entre micropilotes
$D =$	0.25 m	Diámetro del micropilote
$recub =$	0.15 m	Altura de empotramiento del micropilote en el cabezal
$\beta =$	26.57 grados	
$B_x =$	1.8 m	Base en la dirección x del encepado
$B_y =$	0.8 m	Base del encepado en la dirección y
$b_x =$	0.3 m	Base de la columna en la dirección x
$b_y =$	0.3 m	Base de la columna en la dirección y



### Rigidez del cabezal:

Por motivos de economía, al diseñar cabezales de micropilotes siempre se trata de rigidizarlos dandoles una altura útil mayor o igual a  $0.55*s$ , donde  $s$  es la separación entre micropilotes.

$$\begin{aligned}
 d &= 0.55 \text{ m} \\
 \text{Valor adoptado } d &= 0.55 \text{ m} \\
 \tan \beta &= 0.5 \\
 \beta &= 26.565 < 40 \text{ cumple}
 \end{aligned}$$

### Peso del cabezal:

$$\begin{aligned}
 W &= (d + rec) * B_y * B_x * \gamma_c \\
 W &= 2.4192 \text{ tn}
 \end{aligned}$$

Peso del cabezal mayorado:

$$W_u = \phi * W$$

$$\phi = 1.4 \quad W_u = 3.38688 \text{ tn}$$

$$P_u = N_u + W_u$$

$$P_u = 38.21 \text{ tn}$$

Fuerza de tracción en el borde inferior del cabezal:

$$T_u = \frac{P_u}{8 * d} * (2 * s - b_x)$$

$$T_u = 14.76484 \text{ tn}$$

Armadura a tracción:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi * f_y}$$

$$\phi = 0.9 \quad A_s = 3.906 \text{ cm}^2$$

4 Ø 1/2"

Fuerzas transversales:

$$H_u = \frac{P_u * D}{8 * d}$$

$$H_u = 2.171 \text{ tn}$$

Armadura :

$$A_s = \frac{H_u}{\phi * f_y}$$

$$\phi = 0.9 \quad A_s = 0.574 \text{ cm}^2$$

$$b = 1 \text{ m} \quad A_{smin} = 0.0018 * B_y * b$$

$$A_{smin} = 14.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

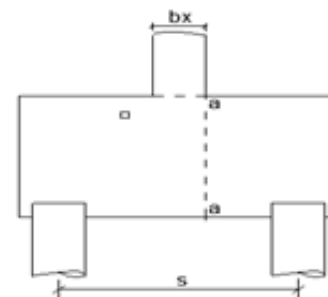
$$A_s \text{ adoptado} = 14.4 \text{ cm}^2$$

7 Ø 5/8" c/25cm

Verificación de resultados obtenidos:

$$M_{a-a} = \frac{P_u}{2} * (s - \frac{b_x}{2})$$

$$M_{a-a} = 6.688 \text{ tn} * \text{m}$$



$$d = \sqrt{\frac{M_{a-a}}{\mu * f'c * B_y}}$$

$\mu = 0.145$        $d = 0.16 \text{ m} < 0.55 \text{ cumple}$

$$A_s = \frac{M_{a-a}}{\phi * f_y * j_u * d}$$

$\phi = 0.9$   
 $j_u = 0.9$        $A_s = 3.57 \text{ cm}^2 < 31.22 \text{ cumple}$

**Armadura corte:**

$$V_u = \frac{P}{2}$$

$V_u = 19.10744 \text{ tn}$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * B_y * d}$$

$\phi = 0.85$        $v_u = 5.109 \text{ kg/cm}^2$

$$v_u < 2.1 * \sqrt{f'c}$$

$5.109 < 30.43189 \text{ cumple}$

$$\frac{L_n}{d} = 1.81818182 < 2 \text{ cumple}$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$v_c = 7.680 \text{ kg/cm}^2$

$$v_s = v_u - v_c$$

$v_s = -2.571 \text{ kg/cm}^2$

$v_{smin} = 3.5 \text{ kg/cm}^2$

**Se adopta**  $v_s = 3.500 \text{ kg/cm}^2$

**Estribos verticales de 18 Ø 12 mm cada 10cm**

**CUADRO RESUMEN GEOMETRÍA Y ARMADURA CIMENTACIÓN MEDIANTE MICROPILOTES**

COLUMNA	GEOMETRÍA MICROPILOTES			GEOMETRÍA ENCEPADO				As COLOCADA (cm <sup>2</sup> )			
	Nro.	D (mm)	L (m)	h (m)	a (m)	b(m)	A (m <sup>2</sup> )	As LONGITUDINAL		As TRANSVERSAL	
								SUPERIOR	INFERIOR	HORIZ.	VERTICAL
1	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
2	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
3	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
4	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
5	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
6	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
7	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
8	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
9	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
10	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
11	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
12	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
13	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
14	3	250	5	0.70			2.187		72.3823		
15	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
16	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
17	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
18	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
19	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
20	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
21	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
22	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
23	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
24	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
25	2	250	5	0.70	1.80	0.80	1.440	4.5239	9.0478	5.0671	20.3575
26	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
27	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
28	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416
29	1	250	5	0.40	0.75	0.75	0.563			1.0053	3.1416

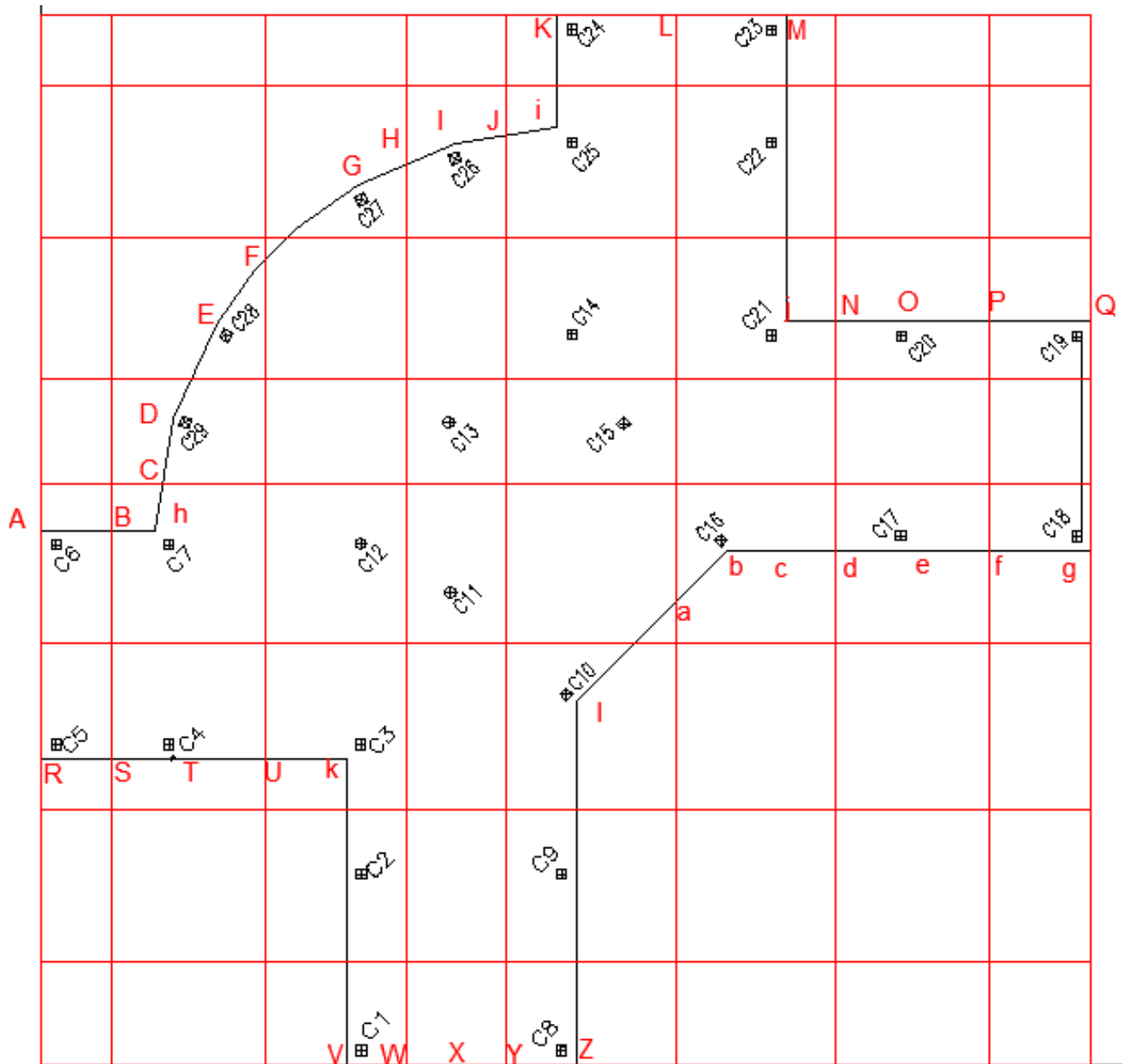
**CUADRO RESUMEN GEOMETRÍA Y ARMADURA CIMENTACIÓN MICROPILOTES**

VIGA CENTRADA	GEOMETRÍA VIGA CENTRADA				As COLOCADA (cm2)			
	h (m)	b(m)	L (m)	V(m3)	As LONGITUDINAL			As TRANS
					SUPERIO	INFERIOR	As DE PIEL	
C1-C2	0.50	0.40	4.70	0.9400	7.9173	7.9173	2.5335	17.8139
C2-C3	0.50	0.40	3.20	0.6400	7.9173	7.9173	2.5335	12.1135
C3-C4	0.50	0.40	4.25	0.8500	7.9173	7.9173	2.5335	16.3888
C4-C5	0.50	0.40	2.20	0.4400	7.9173	7.9173	2.5335	8.5507
C5-C6	0.50	0.40	5.45	1.0900	7.9173	7.9173	2.5335	20.6642
C6-V7	0.50	0.40	2.25	0.4500	7.9173	7.9173	2.5335	9.2632
C1-C8	0.50	0.40	5.45	1.0900	7.9173	7.9173	2.5335	20.6642
C8-C9	0.50	0.40	4.70	0.9400	7.9173	7.9173	2.5335	17.8139
C9-C10	0.50	0.40	4.20	0.8400	7.9173	7.9173	2.5335	17.1014
C10-C11	0.50	0.40	2.60	0.5200	7.9173	7.9173	2.5335	10.6884
C11-C12	0.50	0.40	3.35	0.6700	7.9173	7.9173	2.5335	14.2511
C3-C12	0.50	0.40	4.95	0.9900	7.9173	7.9173	2.5335	19.9516
C12-C13	0.50	0.40	3.05	0.6100	7.9173	7.9173	2.5335	12.1135
C12-C7	0.50	0.40	4.15	0.8300	7.9173	7.9173	2.5335	17.1014
C13-C14	0.50	0.40	3.10	0.6200	7.9173	7.9173	2.5335	12.1135
C14-C15	0.50	0.40	2.90	0.5800	7.9173	7.9173	2.5335	12.1135
C14-C21	0.50	0.40	5.20	1.0400	7.9173	7.9173	2.5335	19.2390
C14-C25	0.50	0.40	4.05	0.8100	7.9173	7.9173	2.5335	16.3888
C15-C16	0.50	0.40	2.60	0.5200	7.9173	7.9173	2.5335	10.6884
C16-C17	0.50	0.40	4.10	0.8200	7.9173	7.9173	2.5335	17.1014
C16-C10	0.50	0.40	5.25	1.0500	7.9173	7.9173	2.5335	19.9516
C17-C18	0.50	0.40	4.75	0.9500	7.9173	7.9173	2.5335	17.8139
C18-C19	0.50	0.40	5.45	1.0900	7.9173	7.9173	2.5335	20.6642
C19-C20	0.50	0.40	4.70	0.9400	7.9173	7.9173	2.5335	17.8139
C20-C21	0.50	0.40	3.10	0.6200	7.9173	7.9173	2.5335	12.1135
C21-C22	0.50	0.40	4.25	0.8500	7.9173	7.9173	2.5335	16.3888
C22-C23	0.50	0.40	2.20	0.4400	7.9173	7.9173	2.5335	8.5507
C23-C24	0.50	0.40	5.45	1.0900	7.9173	7.9173	2.5335	20.6642
C24-C25	0.50	0.40	2.25	0.4500	7.9173	7.9173	2.5335	9.2632
C25-C26	0.50	0.40	2.75	0.5500	7.9173	7.9173	2.5335	11.4009
C26-C27	0.50	0.40	2.25	0.4500	7.9173	7.9173	2.5335	9.2632
C27-C28	0.50	0.40	5.20	1.0400	7.9173	7.9173	2.5335	19.2390
C28-C29	0.50	0.40	2.25	0.4500	7.9173	7.9173	2.5335	9.2632
C29-C7	0.50	0.40	2.70	0.5400	7.9173	7.9173	2.5335	11.4009

### 3.6.4. PLATEA DE FUNDACIÓN

La fundación se encuentra a 2 m. de profundidad, la forma que toma la cimentación es la correspondiente a la estructura y el espesor de la misma es de 40 cm.

Las cargas que soporta son las correspondientes a las resultantes de las columnas, su peso propio y los esfuerzos producidos por el suelo, además de la carga viva del comedor de  $300 \text{ kg/cm}^2$ .



REACCIONES DE LAS COLUMNAS LOSA

COLUMNA	CARGA MUERTA (tn.)	CARGA VIVA (tn.)	CARGA TOTAL (tn.)	DIST. A x'	DIST. A y'	Q TOTAL* DIST. A x'	Q TOTAL* DIST. A y'
1	11.25	0.91	12.16	9.50	0.00	115.52	0.00
2	14.61	1.69	16.30	9.50	5.50	154.85	89.65
3	21.89	2.46	24.35	9.50	9.50	231.33	231.33
4	13.92	1.57	15.49	3.50	9.50	54.22	147.16
5	8.15	0.49	8.64	0.00	9.50	0.00	82.08
6	8.13	0.44	8.57	0.00	15.70	0.00	134.55
7	18.65	2.63	21.28	3.50	15.70	74.48	334.10
8	11.14	0.89	12.03	15.70	0.00	188.87	0.00
9	17.00	1.99	18.99	15.70	5.50	298.14	104.45
10	17.26	1.55	18.81	15.90	11.05	299.08	207.85
11	16.36	2.63	18.99	12.50	14.25	237.38	270.61
12	19.24	3.45	22.69	9.50	15.75	215.56	357.37
13	20.19	3.61	23.80	12.20	19.50	290.36	464.10
14	26.96	3.64	30.60	16.00	22.25	489.60	680.85
15	20.23	2.72	22.95	17.60	19.30	403.92	442.94
16	17.27	1.51	18.78	20.60	15.85	386.87	297.66
17	16.38	1.95	18.33	26.20	16.00	480.25	293.28
18	11.05	0.90	11.95	31.70	16.00	378.82	191.20
19	11.29	0.93	12.22	31.70	22.20	387.37	271.28
20	14.03	1.66	15.69	26.20	22.20	411.08	348.32
21	20.94	2.38	23.32	22.20	22.20	517.70	517.70
22	13.92	1.57	15.49	22.20	28.20	343.88	436.82
23	8.20	0.50	8.70	22.20	31.70	193.14	275.79
24	7.96	0.45	8.41	16.00	31.70	134.56	266.60
25	20.86	2.64	23.50	16.00	28.20	376.00	662.70
26	7.71	0.53	8.24	12.40	27.70	102.18	228.25
27	12.45	1.27	13.72	9.50	26.40	130.34	362.21
28	12.50	1.25	13.75	5.30	22.20	72.88	305.25
29	7.69	0.20	7.89	4.00	19.35	31.56	152.67
<b>QTOT. (tn.)</b>	427.23	48.41	475.64				
<b>Q MAYORADA (tn.)</b>			680.42				

ÁREA CIMENTACIÓN = 501.42 m<sup>2</sup>.  
 MOMT. DE INERCIA X = 26666.878 m<sup>4</sup>.  
 MOMT. DE INERCIA Y = 26664.35 m<sup>4</sup>.  
 X CENTRO DE GRAVEDAD = 15.019 m.  
 Y CENTRO DE GRAVEDAD = 17.581 m.

$\Sigma My = 0$                        $x' = 14.716817$  m.  
     $ex = 0.1478173$  m.

$$\Sigma Mx' = 0$$

$$y' = 17.148982 \text{ m.}$$

$$ey = 0.0179824 \text{ m.}$$

$$Mx = 12.235583 \text{ tn}^*\text{m.}$$

$$My = 100.57773 \text{ tn}^*\text{m.}$$

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$q = 1.3569842 \pm 0.0034302 x \pm 0.00041725 y \quad \text{tn/m}^2.$$

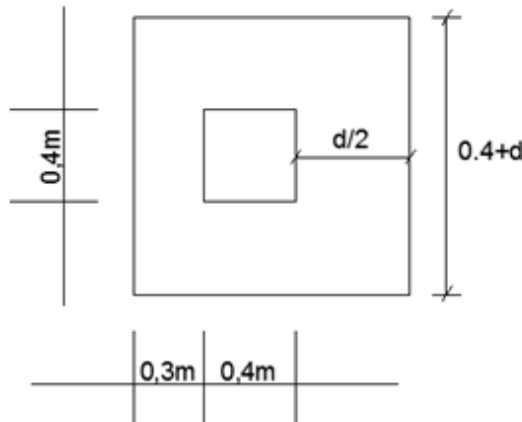
Columna	Q/A (tn/m <sup>2</sup> )	x (m.)	± 0.00343 x	y (m.)	± 0.0004y	q (tn/m <sup>2</sup> )	q (kg/cm <sup>2</sup> )	q adm (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.3570	-5.6800	-0.0195	-17.6000	-0.0073	1.3302	0.1330	0.1440
2	1.3570	-5.7000	-0.0196	-12.1200	-0.0051	1.3324	0.1332	0.1440
3	1.3570	-5.7000	-0.0196	-8.1000	-0.0034	1.3341	0.1334	0.1440
4	1.3570	-11.6700	-0.0400	-8.1000	-0.0034	1.3136	0.1314	0.1440
5	1.3570	-15.1700	-0.0520	-8.1000	-0.0034	1.3016	0.1302	0.1440
6	1.3570	-15.1700	-0.0520	-1.8900	-0.0008	1.3042	0.1304	0.1440
7	1.3570	-11.6600	-0.0400	-1.8900	-0.0008	1.3162	0.1316	0.1440
8	1.3570	0.5200	0.0018	-17.6000	-0.0073	1.3514	0.1351	0.1440
9	1.3570	0.5200	0.0018	-12.1300	-0.0051	1.3537	0.1354	0.1440
10	1.3570	0.6800	0.0023	-6.5400	-0.0027	1.3566	0.1357	0.1440
11	1.3570	-2.6500	-0.0091	-3.3700	-0.0014	1.3465	0.1346	0.1440
12	1.3570	-5.7000	-0.0196	-1.8500	-0.0008	1.3367	0.1337	0.1440
13	1.3570	-2.9600	-0.0102	1.9000	0.0008	1.3476	0.1348	0.1440
14	1.3570	0.8500	0.0029	4.6400	0.0019	1.3618	0.1362	0.1440
15	1.3570	2.4800	0.0085	1.6700	0.0007	1.3662	0.1366	0.1440
16	1.3570	5.4700	0.0188	-1.7600	-0.0007	1.3750	0.1375	0.1440
17	1.3570	11.0700	0.0380	-1.6200	-0.0007	1.3943	0.1394	0.1440
18	1.3570	16.5400	0.0567	-1.6200	-0.0007	1.4130	0.1413	0.1440
19	1.3570	16.5400	0.0567	4.5800	0.0019	1.4156	0.1416	0.1440
20	1.3570	11.0700	0.0380	4.5800	0.0019	1.3969	0.1397	0.1440
21	1.3570	7.0500	0.0242	4.5800	0.0019	1.3831	0.1383	0.1440
22	1.3570	7.0500	0.0242	10.6000	0.0044	1.3856	0.1386	0.1440
23	1.3570	7.0500	0.0242	14.0900	0.0059	1.3870	0.1387	0.1440
24	1.3570	0.8600	0.0029	14.0900	0.0059	1.3658	0.1366	0.1440
25	1.3570	0.8600	0.0029	10.6000	0.0044	1.3644	0.1364	0.1440
26	1.3570	-2.7800	-0.0095	10.1000	0.0042	1.3517	0.1352	0.1440
27	1.3570	-5.6900	-0.0195	8.8200	0.0037	1.3411	0.1341	0.1440
28	1.3570	-9.8900	-0.0339	4.6100	0.0019	1.3250	0.1325	0.1440
29	1.3570	-11.1500	-0.0382	1.7400	0.0007	1.3195	0.1319	0.1440
A	1.3570	-15.6120	-0.0536	-1.4390	-0.0006	1.3028	0.1303	0.1440
B	1.3570	-13.4190	-0.0460	-1.4390	-0.0006	1.3104	0.1310	0.1440
C	1.3570	-11.8730	-0.0407	0.0220	0.0000	1.3163	0.1316	0.1440

D	1.3570	-11.5630	-0.0397	1.9220	0.0008	1.3181	0.1318	0.1440
E	1.3570	-10.2680	-0.0352	4.8190	0.0020	1.3238	0.1324	0.1440
F	1.3570	-8.6880	-0.0298	6.9250	0.0029	1.3301	0.1330	0.1440
G	1.3570	-5.9000	-0.0202	9.2090	0.0038	1.3406	0.1341	0.1440
H	1.3570	-4.2630	-0.0146	9.9350	0.0041	1.3465	0.1347	0.1440
I	1.3570	-2.9630	-0.0102	10.4880	0.0044	1.3512	0.1351	0.1440
J	1.3570	-1.1730	-0.0040	10.8130	0.0045	1.3575	0.1357	0.1440
K	1.3570	0.4110	0.0014	14.5500	0.0061	1.3645	0.1364	0.1440
L	1.3570	4.1010	0.0141	14.5500	0.0061	1.3771	0.1377	0.1440
M	1.3570	7.5110	0.0258	14.5500	0.0061	1.3888	0.1389	0.1440
N	1.3570	9.0590	0.0311	5.0400	0.0021	1.3902	0.1390	0.1440
O	1.3570	11.2250	0.0385	5.0400	0.0021	1.3976	0.1398	0.1440
P	1.3570	13.8070	0.0474	5.0400	0.0021	1.4064	0.1406	0.1440
Q	1.3570	16.9910	0.0583	5.0400	0.0021	1.4174	0.1417	0.1440
R	1.3570	-15.6120	-0.0536	-8.5390	-0.0036	1.2999	0.1300	0.1440
S	1.3570	-13.4190	-0.0460	-8.5390	-0.0036	1.3074	0.1307	0.1440
T	1.3570	-11.8190	-0.0405	-8.5390	-0.0036	1.3129	0.1313	0.1440
U	1.3570	-8.6880	-0.0298	-8.5390	-0.0036	1.3236	0.1324	0.1440
V	1.3570	-6.1120	-0.0210	-18.0490	-0.0075	1.3285	0.1328	0.1440
W	1.3570	-4.2630	-0.0146	-18.0490	-0.0075	1.3348	0.1335	0.1440
X	1.3570	-2.8420	-0.0097	-18.0490	-0.0075	1.3397	0.1340	0.1440
Y	1.3570	-1.1730	-0.0040	-18.0490	-0.0075	1.3454	0.1345	0.1440
Z	1.3570	0.9880	0.0034	-18.0490	-0.0075	1.3528	0.1353	0.1440
a	1.3570	4.1010	0.0141	-3.6510	-0.0015	1.3695	0.1370	0.1440
b	1.3570	5.6860	0.0195	-2.0730	-0.0009	1.3756	0.1376	0.1440
c	1.3570	7.1930	0.0247	-2.0730	-0.0009	1.3808	0.1381	0.1440
d	1.3570	9.0590	0.0311	-2.0730	-0.0009	1.3872	0.1387	0.1440
e	1.3570	11.2170	0.0385	-2.0730	-0.0009	1.3946	0.1395	0.1440
f	1.3570	13.8070	0.0474	-2.0730	-0.0009	1.4035	0.1403	0.1440
g	1.3570	16.9910	0.0583	-2.0730	-0.0009	1.4144	0.1414	0.1440
h	1.3570	-12.1130	-0.0416	-1.4390	-0.0006	1.3148	0.1315	0.1440
i	1.3570	0.4110	0.0014	11.0500	0.0046	1.3630	0.1363	0.1440
j	1.3570	7.5110	0.0258	5.0400	0.0021	1.3849	0.1385	0.1440
k	1.3570	-6.1120	-0.0210	-8.5390	-0.0036	1.3325	0.1332	0.1440
l	1.3570	0.9880	0.0034	-6.7570	-0.0028	1.3576	0.1358	0.1440

**COLUMNA EXTERNA MÁS CARGADA**

	SECCIÓN COLUMNA		CM (tn.)	CV (tn.)	Q MAY (tn.)
	BASE (m.)	ANCHO (m.)			
C 9	0.4	0.4	17.00	1.99	27.18

$$b_o = 2*(0.7+d/2)+(0.4+d) \quad 1.8+2d \text{ (m.)}$$



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi(4)\sqrt{f'_c}b_o d$$

$$\frac{0.85 * (4) * \sqrt{3000} * (70.866 + 2d) * d}{1000} \geq 59.922 \text{ klf}$$

$$(70.866+2d)*d \geq 321.7709$$

$$d \text{ (cm.)} = 9.493126$$

**COLUMNA INTERNA MÁS CARGADA**

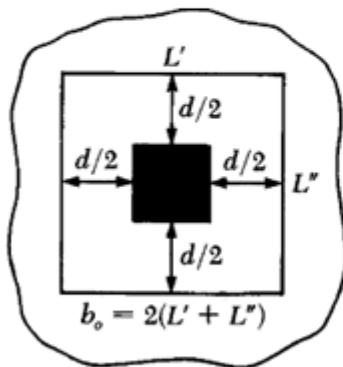
	SECCIÓN COLUMNA		CM (tn.)	CV (tn.)	Q MAY (tn.)
	BASE (m.)	ANCHO (m.)			
C-14	0.3	0.3	26.96	3.64	43.932

$$b_o = 4*(0.3+d)$$

$$\frac{0.85 * (4) * \sqrt{3000} * 4(11.811 + d) * d}{1000} \geq 96.8535 \text{ klf}$$

$$4*(11.811+d)*d = 520.0867$$

$$d \text{ (cm.)} = 20.32$$



Se utilizará  $d \text{ (cm.)} = 30$

Con un recubrimiento mínimo de 7.5 cm, como lo establece la normativa ACI 318-05 y barras de acero de 1 pulg de diámetro, el espesor total de la losa es:

$$h = 30 + 7.5 + 2.5 = 40 \text{ cm.}$$

---

**REACCIÓN PROMEDIO DEL SUELO**

Para la franja A,B,S,R	Área (m <sup>2</sup> )=	15.57	Ancho (m.)=	2.2
q1=	1.3066 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.3036 tn/m <sup>2</sup> .			
Para la franja B,h,C,D,E,F,U,T,S	Área (m <sup>2</sup> )=	52.37	Ancho (m.)=	4.75
q1=	1.3189 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.3146 tn/m <sup>2</sup> .			
Para la franja F,G,H,W,V,k,U	Área (m <sup>2</sup> )=	93.98	Ancho (m.)=	4.4
q1=	1.3391 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.3298 tn/m <sup>2</sup> .			
Para la franja H,I,J,Y,X,W	Área (m <sup>2</sup> )=	88.25	Ancho (m.)=	3.1
q1=	1.3517 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.3400 tn/m <sup>2</sup> .			
Para la franja J,i,K,L,a,I,Z,Y	Área (m <sup>2</sup> )=	126.725	Ancho (m.)=	5.3
q1=	1.3655 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.3563 tn/m <sup>2</sup> .			
Para la franja L,M,j,N,d,c,b,a	Área (m <sup>2</sup> )=	68.94	Ancho (m.)=	4.95
q1=	1.3852 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.3783 tn/m <sup>2</sup> .			
Para la franja N,O,P,f,e,d	Área (m <sup>2</sup> )=	33.76	Ancho (m.)=	4.75
q1=	1.3981 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.3951 tn/m <sup>2</sup> .			
Para la franja P,Q,g,f	Área (m <sup>2</sup> )=	22.75	Ancho (m.)=	3.2
q1=	1.4119 tn/m <sup>2</sup> .			
q2=	1.4089 tn/m <sup>2</sup> .			

**REVISANDO  $\Sigma F_v=0$**

Reacción del suelo para la franja A,B,S,R	20.32 tn.	
Reacción del suelo para la franja B,h,C,D,E,F,U,T,S	68.96 tn.	
Reacción del suelo para la franja F,G,H,W,V,k,U	125.41 tn.	
Reacción del suelo para la franja H,I,J,Y,X,W	118.77 tn.	
Reacción del suelo para la franja J,i,K,L,a,I,Z,Y	172.46 tn.	
Reacción del suelo para la franja L,M,j,N,d,c,b,a	95.26 tn.	
Reacción del suelo para la franja N,O,P,f,e,d	47.15 tn.	
Reacción del suelo para la franja P,Q,g,f	32.09 tn.	
Sumatoria de las reacciones del suelo=	680.42 tn.	
Cargas de columnas mayoradas=	680.42 tn.	<b>verificado!</b>

**REQUISITOS DEL REFUERZO**

Analizando la franja J,i,K,L,a,I,Z,Y la cual es la más cargada en la línea de las columnas, se tiene lo siguiente:

Momento máx. (+) =	58.387 tn*m.	a	x= 22.75 m.
Momento máx. (-) =	45.689 tn*m.	a	x= 17.116 m.

Dividiendo por el ancho de franja se tiene:

Momento máx. (+) =	11.016415 tn*m/m.
Momento máx. (-) =	8.620566 tn*m/m.

**Verificación de resistencia a flexión para el Momento máximo (+)**

Condición:  $M_u \leq \phi M_n$

Datos:

$\phi$ =	0.9 ...		$\phi M_n = A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$
$M_u$ =	110.164151 KN.m.	momento mayorado	
$A_s$ =		Sección necesaria de armadura	
$f_y$ =	4200 kg/cm <sup>2</sup> .	Esfuerzo de fluencia del acero	
$d$ =	30 cm.	Altura efectiva	
$a$ =		Prof. del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular	

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión:

Datos:	$a = d \left( 1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$	
$d$ =	30 cm.	altura efectiva
$M_u$ =	110.164151 KN.m.	Momento máximo mayorado

$f_c =$  210 kg/cm<sup>2</sup>. resistencia característica del hormigón  
 $b =$  100 cm. ancho de la sección de hormigón

Reemplazando los valores:

$$a = 2.38024 \text{ cm.}$$

Calculando la sección de armadura necesaria

Despejando  $A_s$  :

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad 10.116 \text{ cm}^2.$$

Cálculo de la armadura mínima

$b =$  100 cm  
 $d =$  30 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} b d \geq \frac{14}{f_y} b d$$

$$2.58775 > 1$$

$$A_s = 10.116 \text{ cm}^2.$$

**Armadura definida**

**Ø16 cada 15 cm.**

**Verificación de resistencia a flexión para el Momento máximo (-)**

Condición:  $Mu \leq \phi Mn$

Datos:

$\phi =$  0.9 ...  
 $Mu =$  86.2056604 KN.m. momento mayorado

$$\phi Mn = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$A_s =$  Sección necesaria de armadura  
 $f_y =$  4200 kg/cm<sup>2</sup>. Esfuerzo de fluencia del acero  
 $d =$  30 cm. Altura efectiva  
 $a =$  Prof. del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión:

Datos:

$$a = d \left( 1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f_c * b * d^2}} \right)$$

$d =$  30 cm. altura efectiva  
 $Mu =$  86.2056604 KN.m. Momento máximo mayorado  
 $f_c =$  210 kg/cm<sup>2</sup>. resistencia característica del hormigón  
 $b =$  100 cm. ancho de la sección de hormigón

Reemplazando los valores:

$$a = 1.84546 \text{ cm.}$$

Calculando la sección de armadura necesaria

Despejando  $A_s$  :

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$7.84315 \text{ cm}^2.$$

Cálculo de la armadura mínima

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 30 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} bd \geq \frac{14}{f_y} bd$$

$$2.58775 > 1$$

$$A_s = 7.84315 \text{ cm}^2.$$

**Armadura definida**

**Ø16 cada 25 cm.**

### 3.6.5. MEJORAMIENTO DE SUELOS

Realizando un análisis se vio por conveniente aplicar en el presente trabajo métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por compactación, debido a que dentro de este método se encuentran dos tipos de estabilización, que por la experiencia que narran los autores especificados en bibliografía, mejoran y disminuyen los riesgos de colapso si es que son aplicados de manera conjunta, tales métodos son: compactación por humedecimiento y compactación dinámica.

No existe cálculo numérico para estimar la capacidad portante que tendrá el suelo en el cual se aplique, pero, tal cual se especifica en el capítulo II, aplicando la compactación por humedecimiento y posteriormente la compactación dinámica, por experiencia de los autores de la bibliografía utilizada en el presente proyecto, se obtiene una tensión admisible del suelo colapsable de  $2 \text{ kg/cm}^2$  a  $3 \text{ kg/cm}^2$ .

Para mantener un margen más extenso de seguridad, de ser este el tipo de fundación de la estructura la tensión admisible del terreno con la cual se realizó el dimensionamiento de la estructura es de  $1.5 \text{ Kg/cm}^2$ , la estructura de cimentación utilizada fue zapatas aisladas, debido a que al haberse estabilizado el suelo de fundación con los métodos propuestos se eliminó el riesgo de colapso y la cimentación aplicada al ser una cimentación superficial es la que presenta una elevada ventaja económica frente a cualquier otra fundación existente.

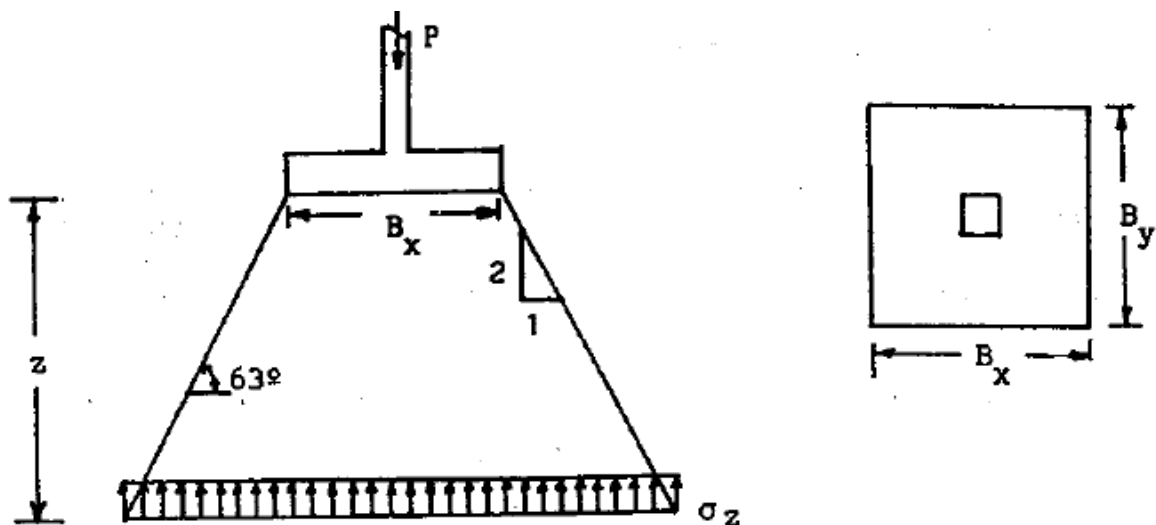
Existen diferentes métodos aproximados para la determinación de los esfuerzos normales verticales en la masa del suelo, debidos a la acción de las cargas uniformemente distribuidas actuando en estratos superficiales del terreno. Todos ellos suponen que los esfuerzos dentro de la masa se transmiten como una pirámide trunca cuyas aristas tienen pendientes entre 1:1 y 2:1. La magnitud de los esfuerzos se va reduciendo con la profundidad, y además, fuera de los límites de la pirámide, estos métodos suponen que las presiones debidas a las sobrecargas pueden despreciarse.

La figura 3.6.5.1., muestra la distribución supuesta de los esfuerzos con pendiente 2:1, según la cual los esfuerzos promedio  $\sigma_z$  a profundidad  $a$ , dentro del volumen de la pirámide se obtienen:

$$\sigma_z = \frac{P}{(B_x + z) * (B_y + z)}$$

Z es la distancia vertical medida a partir de la base de la fundación de lados  $B_x$  y  $B_y$ . La distribución de  $\sigma_z$  se supone uniforme en el área total de cada plano horizontal contenido dentro de la pirámide de esfuerzos.

FIGURA 3.6.5.1.



En el caso del presente proyecto, se realizó dicho análisis para la columna con carga axial mayor, C14 cuyos datos son:  $P = 43.93$  tn ;  $B_y = 190$  cm ;  $B_x = 130$  cm.

Los valores de  $\sigma_z$  para valores de  $z$  iguales a 1m, 1.2 m, 1.5 m y 2.0 m son  $0.659$   $\text{kg}/\text{cm}^2$ ,  $0.567$   $\text{kg}/\text{cm}^2$ ,  $0.4614$   $\text{kg}/\text{cm}^2$  y  $0.341$   $\text{kg}/\text{cm}^2$  respectivamente.

Evidentemente la presión ejercida por las cargas a 1m de profundidad es mucho menor que la admisible por el terreno después de realizado el mejoramiento de suelos, por lo tanto se puede fundar a esa profundidad.

Los diferentes autores de la bibliografía recurrida para la realización del presente proyecto aconsejan que la profundidad de cimentación para cualquier edificación en cualquier suelo que no sea roca no debe ser menor que 1m., para evitar que la socavación producida por lluvias y/o viento dañe la cimentación de la edificación. Para tener un margen de seguridad más amplio y recurriendo a la experiencia de los catedráticos de la carrera se adoptó como profundidad de cimentación para la alternativa en cuestión 1.20 m.

Las zapatas aisladas son cuadradas y rectangulares de dimensión variable, ubicadas en cada columna, no fue necesario el uso de zapatas combinadas.

### CALCULO ZAPATA AISLADA CUADRADA COLUMNA 13

Para el diseño y dimensionamiento de zapatas aisladas cuadradas se precisan de los siguientes datos:

b	40 cm	Lado de columna	
a	40 cm	Lado de columna	
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>		
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>		
CM	20.19 tn	Carga muerta	
CV	3.61 tn	Carga viva	
S/C	0.3 tn/m <sup>2</sup>	Sobrecarga de uso	
$\sigma_{adm}$	1.5 kg/cm <sup>2</sup>	Capacidad portante del suelo	
H	1.2 m	Profundidad a la que se apoya la base	
$\gamma_s$	1.6 tn/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo	
$\gamma_c$	2.4 tn/m <sup>3</sup>	Peso específico del concreto	
# varilla	5	Número de las varillas de la columna	
db=	1.1588 cm	Tabla A-1	

#### DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA:

El peralte de la zapata, en principio, debe ser capaz de permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna. La longitud de anclaje en compresión para el número de varilla es:

$$l_{dc} = 0.08 * d_b \frac{fy}{\sqrt{f'c}}$$

$$l_{dc} = 26.86817 \text{ cm}$$

$$l_{dc} = 25 \text{ cm}$$

Además tiene que cumplir con la condición:

$$l_{dc} \geq 0.004 * d_b * f_y$$

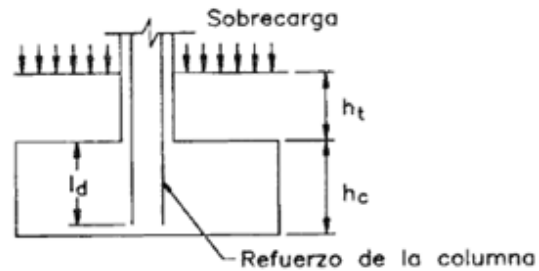
$$l_{dc} \geq 19.46784 \text{ cm} \quad \text{cumple!}$$

La norma dice que el recubrimiento mínimo para hormigones que están en contacto con el suelo no debe ser menor que 7.5 cm

r=	7.5 cm	recubrimiento
h=	32.5 cm	
h=	45 cm	altura adoptada
d=	37.5 cm	altura útil

$$q_{sm} = q_s - \gamma_1 * h_1 - \gamma_c * h_c - S/C$$

$$q_{sm} = 1.16208 \text{ kg/cm}^2$$



El área requerida para que la reacción del terreno no sobrepase la capacidad del suelo es:

$$A = \frac{CM + CV}{q_{sm}}$$

$$A = 20480.52 \text{ cm}^2$$

Puesto que la zapata no está sometida a la acción de momentos, se considerará una zapata cuadrada :

$$B = \sqrt{A}$$

$$B = 143.1102 \text{ cm}$$

$$B = 140 \text{ cm}$$

$$q_{sm} = \frac{CM + CV}{A}$$

$$q_{sm} = 1.214286 \text{ kg/cm}^2$$

**REACCIÓN AMPLIFICADA DEL SUELO:**

$$q_{smu} = \frac{1.4CM + 1.7CV}{A}$$

$$q_{smu} = 1.755255 \text{ kg/cm}^2$$

## VERIFICACIÓN DEL CORTE:

### POR FLEXIÓN

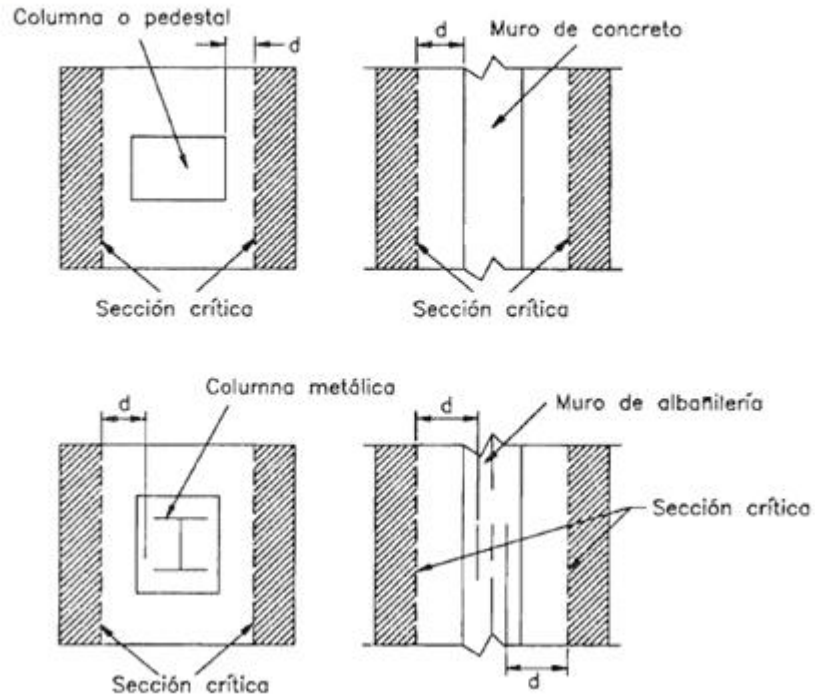


Figura 3.6.1.1. Sección crítica para el diseño de corte por flexión

$$V_u = q_{mu} * B * \left( \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right)$$

$$V_u = 3071.696 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.53 * 0.75 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = 30241.69 \text{ kg} > V_u \quad \text{cumple}$$



Condición:

$$Mu \leq \phi Mn$$

Datos:

$$\phi = 0.9 \dots$$

$$Mu = 307169.6 \text{ kgm} \quad \text{momento mayorado}$$

$$\phi Mn = As * fy * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$As = \text{Sección necesaria de armadura}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de fluencia del acero}$$

$$d = 37.5 \text{ cm} \quad \text{Altura efectiva}$$

$$a = \text{Prof. del bloque de compresión dentro el diagrama rectangular}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión:

Datos:

$$a = d \left( 1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{fc * b * d^2}} \right)$$

$$d = 37.5 \text{ cm} \quad \text{altura efectiva}$$

$$Mu = 307169.6 \text{ kgm} \quad \text{Momento máximo mayorado}$$

$$fc = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistencia característica del hormigón}$$

$$b = 140 \text{ cm} \quad \text{ancho de la sección de hormigón}$$

Reemplazando los valores:

$$a = 0.365987 \text{ cm}$$

Calculando la sección de armadura necesaria

Despejando As :

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$As = 2.177608 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$b = 140 \text{ cm}$$

$$d = 37.5 \text{ cm}$$

$$As \text{ min} = \frac{\sqrt{fc}}{4 fy} bd \geq \frac{14}{fy} bd$$

$$As = 4.528555 \text{ cm}^2 > 1.75$$

Armadura definida

7 Ø 5/8" cada 22.5 cm

## VERIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN COLUMNA-ZAPATA Y DESARROLLO DEL REFUERZO

En la zapata, la resistencia al aplastamiento es:

$$\phi P_n = \phi * 0.75 * f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 3.5 < 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\phi P_n = 327600 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 327.6 \text{ tn} > P_u \text{ (tn)} = 34.403$$

cumple

Como se aprecia no existen problemas de aplastamiento en la unión columna-zapata y no se requiere refuerzo adicional para la transmisión de cargas de un elemento a otro. Sin embargo, por lo menos cuatro varillas de las columnas deben ser ancladas en la zapata.

El volado de la zapata a ambos lados de la columna es suficiente para permitir que su refuerzo longitudinal desarrolle su máximo esfuerzo sin necesidad de ganchos.

**CUADRO RESUMEN DIMENSIONAMIENTO Y ARMADURA ZAPATAS AISLADAS**

COLUMNA	GEOMETRÍA ZAPATAS			As COLOCADA (cm <sup>2</sup> )	
	h (m)	A (m)	B (m)	As LONGITUDINAL	
				INFERIOR "X"	INFERIOR "Y"
1	0.30	1.00	1.50	6.3338	8.8674
2	0.30	1.00	1.50	6.3338	8.8674
3	0.40	1.30	1.90	11.8760	15.8346
4	0.30	1.00	1.50	6.3338	8.8674
5	0.30	1.40	1.00	8.8674	6.3338
6	0.30	1.40	1.00	8.8674	6.3338
7	0.35	1.70	1.20	11.4009	7.6006
8	0.35	1.10	1.60	7.6006	10.1341
9	0.35	1.60	1.10	10.1341	7.6006
10	0.35	1.20	1.70	7.6006	11.4009
11	0.45	1.40	1.40	11.8760	11.8760
12	0.45	1.40	1.40	11.8760	11.8760
13	0.45	1.40	1.40	11.8760	11.8760
14	0.40	1.30	1.90	11.8760	15.8346
15	0.35	1.10	1.60	7.6006	10.1341
16	0.35	1.70	1.20	11.4009	7.6006
17	0.30	1.50	1.00	8.8674	6.3338
18	0.35	1.10	1.60	7.6006	10.1341
19	0.35	1.60	1.10	10.1341	7.6006
20	0.30	1.00	1.40	6.3338	8.8674
21	0.40	1.90	1.30	15.8346	11.8760
22	0.35	1.60	1.10	10.1341	7.6006
23	0.30	1.00	1.40	10.1341	7.6006
24	0.30	1.00	1.40	7.6006	10.1341
25	0.35	1.70	1.20	11.4009	7.6006
26	0.30	1.20	0.80	7.6006	5.0671
27	0.30	1.00	1.50	6.3338	8.8674
28	0.30	1.50	1.00	8.8674	6.3338
29	0.30	0.80	1.20	5.0671	7.6006

### **3.7. DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO**

#### **3.7.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Se describieron las especificaciones técnicas para cada alternativa de cimentación (ver Anexos- especificaciones técnicas)

#### **3.7.2. PRECIOS UNITARIOS**

Los precios unitarios de la construcción del “Comedor Universitario de Villamontes de la U.A.J.M.S.”, y de cada una de las alternativas de cimentación planteadas se encuentran ubicados en Anexos, para cuyos valores monetarios establecidos tienen fecha de análisis de noviembre de 2011, con el cambio de moneda especificado en el capítulo anterior.

#### **3.7.3. CÓMPUTOS MÉTRICOS**

De forma similar a los anteriores puntos dichos cálculos métricos, fueron calculados tanto para el comedor como para las alternativas de cimentación, los cuales se localizan en Anexos.

#### **3.7.4. PRESUPUESTO**

Se estableció el presupuesto total de cada alternativa de cimentación, además de determinarse por separado el presupuesto de la estructura.

## 4. COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA

### 4.1 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Un suelo colapsable puede ser determinado por ensayos de riesgo de colapso como también mediante un análisis de sus características físicas haciendo uso de un estudio de suelos.

En el caso del presente proyecto al carecer de datos por ensayos de riesgo de colapso del área de emplazamiento del proyecto se optará por el segundo método de determinación arriba mencionado.

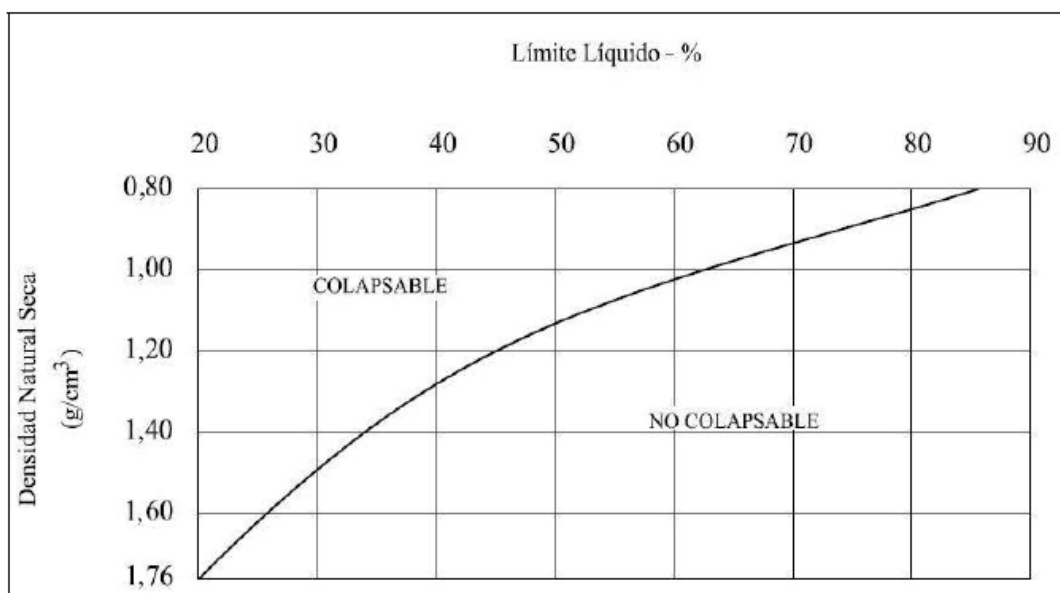
El estudio de suelos identifica al tipo de suelo, por medio de la clasificación S.U.C.S. como ML-CL, donde:

ML: se refiere a limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.

CL: Arcillas inorgánicas de plasticidad baja, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (pulpa).

La densidad natural seca es de 1.6 ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ), el límite líquido es 20.33 (%), introduciendo estos valores en la figura “Criterios del Potencial de Colapso” muestra que el suelo se encuentra dentro de la clasificación de colapsable.

FIGURA- Criterios del Potencial de Colapso



Ref.: NAVFAC DM7

El índice plástico es 6.0, menor a 7, por lo cual tiene baja plasticidad.

La granulometría es fina con presencia de arena con predominio de fracciones de limos y arcilla.

El tamaño de los granos es poco distribuido, tal como se ve en los gráficos de granulometría ubicados en Anexos- Estudio de Suelos.

Además que el terreno en cuestión se ve afectado por la elevación repentina de la napa freática, factor que pone en riesgo la estabilidad del suelo y todo lo que se encuentre sobre él.

Cuenta con una baja resistencia al corte,  $0.53 \text{ kg/cm}^2$ .

Por todo lo mencionado anteriormente es que se especula que el tipo de suelo del área donde se emplazará el diseño estructural del comedor universitario es “colapsable”.

## 4.2 COMPARACIÓN TÉCNICA

Lo primero que debe analizarse cuando se diseñan cimentaciones en suelos susceptibles al colapso, es la probabilidad que el agente desencadenante del fenómeno, el agua, pueda o no introducirse en el terreno y por ende "sensibilizar" al suelo en donde se apoyarán las estructuras. Por definición, sin la presencia del agua, el suelo no colapsa. Esta cuestión es significativa, puesto que pueden existir numerosos casos en donde la probabilidad que el agua se infiltre en el suelo sea lo suficientemente baja como para analizar la posibilidad de fundar la estructura, considerando el comportamiento del suelo en su estado natural. Por lo tanto cuando se hable de suelos potencialmente colapsables por humedecimiento, como es el caso del suelo donde se desea fundar el comedor universitario, no se debe pensar unívocamente en las soluciones ingenieriles que se utilizan en suelos colapsables.

En el presente proyecto se analizaron las siguientes hipótesis de solución ingenieril para suelos colapsables por humedecimiento teniendo como objetivo central de todas estas soluciones el de prevenir las fallas estructurales o de servicio que pueden sobrevenir en las estructuras construidas en estratos de suelos colapsables:

- Vigas T invertida
- Plateas de fundación
- Micro pilotes
- Mejoramiento de suelos

Analizando un poco lo que resalta Aitchison (1973) [2] donde divide las soluciones en:

- a) Tratamiento del suelo colapsable con vista a eliminar la tendencia al colapso a lo largo de todo el estrato de suelos desmoronables.
- b) Diseño de elementos constructivos que eliminen o disminuyan a límites razonables la posibilidad que se inicie el colapso.
- c) Diseño de estructuras y/o cimentaciones insensibles a los asentamientos provocados por el colapso, por ejemplo, fundaciones profundas apoyadas sobre un manto profundo no sujeto a los asentamientos por humedecimiento.

Si bien cuando se realizó el análisis de suelos, en época de estiaje, no se encontró nivel freático, cabe recalcar que el principal problema de los suelos colapsables es la variación de la napa freática, justamente lo que ocurre en el terreno que se está analizando, por lo cual se descartan las opciones de vigas T invertida y plateas de fundación como estructuras de cimentación para suelos colapsables por humedecimiento, puesto que no existe la garantía de que se evite el colapso, o si éste ocurre ninguna de las hipótesis mencionadas garantiza la integridad de la estructura.

La experiencia de los autores de la bibliografía señala que la adopción de soluciones exclusivamente para la superestructura (por ejemplo: fundaciones profundas), sin un adecuado diseño que eviten daños en los otros elementos de la construcción, como pisos, desagües, etc., han provocado serios daños en estas partes de la construcción, que podrían haber sido evitados aplicando medidas tendientes a evitar el ingreso del agua en el terreno.

El diseño de micro pilotes (fundación profunda) para la estructura del comedor universitario garantiza la seguridad de la estructura que están sosteniendo los mismos, no así el piso ya que se plantea su fundación sobre suelo colapsable que no ha sido sometido a ninguna mejora, por lo cual para que esta alternativa de cimentación sea viable se debió considerar que el peso de la planta baja también fuera soportado por los micro pilotes lo cual encarecería la cimentación, o también se tendría que modificar el terreno en cuestión, lo cual también sería inviable debido a que si se va a mejorar el terreno no sería necesario el uso de micro pilotes.

La cuarta alternativa de cimentación analizada en el presente proyecto trata de la realización de un mejoramiento de suelos que se realizará en dos etapas: la primera aplicando compactación por humedecimiento en el área de emplazamiento del proyecto y en la segunda consolidación dinámica.

La cimentación que se plantea en este método es el uso de zapatas aisladas, por las grandes ventajas económicas que presentan las mismas frente a otros tipos de fundaciones.

A continuación se tabulan las ventajas y desventajas de las alternativas de cimentación en estudio:

<b>ALTERNATIVA</b>	<b>VENTAJAS</b>	<b>DESVENTAJAS</b>
<b>PLATEA DE FUNDACIÓN</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fácil ejecución, debido a que en nuestro medio existe personal especializado en la construcción de este tipo de cimentación.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No garantiza la integridad de la estructura en caso de colapso.</li> <li>- Afectada por el ascenso repentino del nivel freático</li> </ul>
<b>VIGAS T INVERTIDAS</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fácil ejecución, debido a que en nuestro medio existe personal especializado en la construcción de este tipo de cimentación.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No garantiza la integridad de la estructura en caso de colapso.</li> <li>- Afectada por el ascenso repentino del nivel freático</li> </ul>
<b>MICROPILOTES</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Garantiza la estabilidad de la estructura en caso de producirse el colapso.</li> <li>- Gran durabilidad.</li> <li>- No les afecta la fluctuación del nivel freático</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No existe en el país los equipos necesarios para llevar a cabo este tipo de fundación.</li> <li>- Para su viabilidad se debe construir una losa en la planta baja, con el fin de unificar la estructura, con lo que se incrementa el peso de la estructura y por ende el número de micropilotes a utilizarse.</li> </ul>
<b>MEJORAMIENTO DE SUELO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Elimina el riesgo de colapso, garantizando con ello la integridad de la estructura y la seguridad de los usuarios.</li> <li>- Compactación por humedecimiento practicada de manera frecuente y con buenos resultados en países vecinos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- En el país hasta la fecha no se realizó la compactación por humedecimiento,</li> </ul>

Después de realizado el análisis técnico, se concluye que las alternativas de: plateas de fundación y vigas T invertidas, fueron descartadas como opción de fundación sobre suelos colapsables, porque el uso de las mismas no garantiza la estabilidad de la estructura cuando se produzca el colapso.

En cuanto a las alternativas de cimentación restantes, micropilotes y mejoramiento de suelos, se llegó a la conclusión de que ambas alternativas son viables ya que al hacer uso de la primera se garantiza que si el suelo colapsa la estructura se mantendrá sin daño alguno, y si se recurre por la segunda se garantiza que el suelo no colapsará con lo cual se garantiza la seguridad de la estructura y el confort de los usuarios.

### 4.3 COMPARACIÓN ECONÓMICA

Se realizó un análisis de precios unitarios y cómputos métricos para las cuatro alternativas de cimentación, el mismo que se encuentra en Anexos del presente proyecto, el resultado de dicho análisis se tiene:

#### ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN I: PLATEAS DE FUNDACIÓN

NRO.	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANT.	P.U.	TOTAL
1	Trazado y Replanteo del terreno	m2	501.42	224.34	112489.62
2	Excavación de 0 - 2m	m3	1002.84	110.52	110831.29
3	Platea de fundación	m3	200.57	2504.81	502384.53
4	Relleno y compactado manual	m3	419.98	68.39	28720.31
<b>TOTAL (Bs)</b>					<b>754425.75</b>
<b>TOTAL (\$us)</b>					<b>108238.99</b>

#### ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN II: VIGAS T INVERTIDAS

NRO.	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANT.	P.U.	TOTAL
1	Trazado y Replanteo del terreno	m2	466.64	224.34	104687.00
2	Excavación de 0 - 1.2 m	m3	294.33	110.52	32528.59
3	Vigas T invertidas	m3	147.09	3661.35	538534.83
4	Relleno y compactado manual	m3	236.62	68.39	16181.71
<b>TOTAL (Bs)</b>					<b>691932.13</b>
<b>TOTAL (\$us)</b>					<b>99272.90</b>

#### ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN III: MICROPILOTES

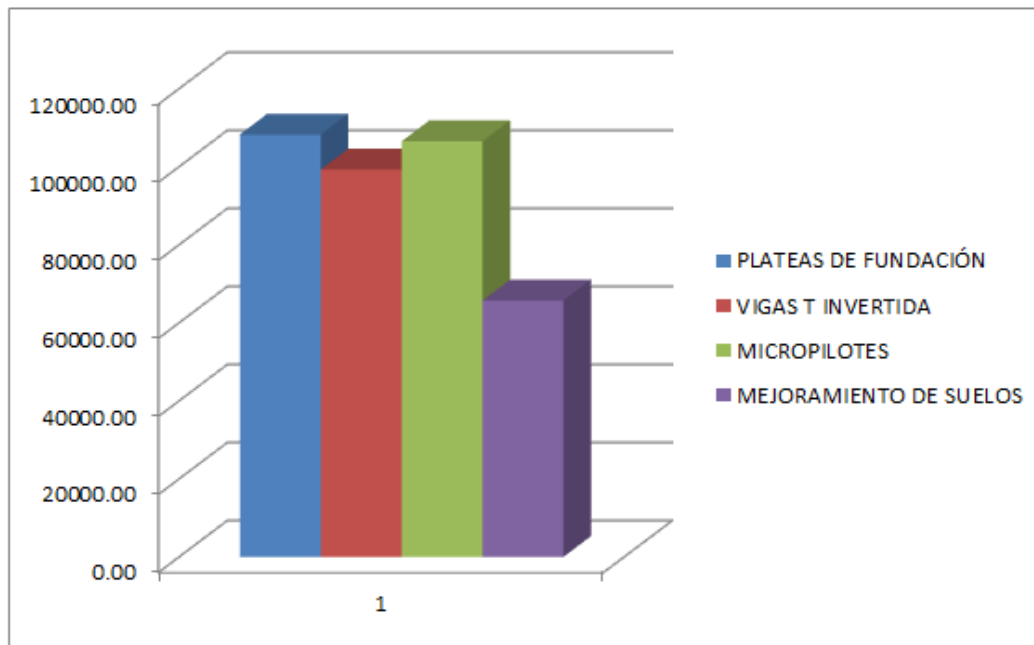
NRO.	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANT.	P.U.	TOTAL
1	Trazado y Replanteo del terreno	m2	466.64	224.34	104687.00
2	Excavación de 0 - 2.0 m	m3	177.89	110.52	19660.39
3	Construcción de micropilotes	ml	145.00	2897.46	420131.73
4	Construcción encepados	m3	31.18	3617.59	112792.39
5	Construcción vigas centradoras	m3	25.80	2972.68	76695.24
6	Relleno y compactado manual	m3	120.92	68.39	8268.85
<b>TOTAL (Bs)</b>					<b>742235.60</b>
<b>TOTAL (\$us)</b>					<b>106490.04</b>

**ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN IV: MEJORAMIENTO DE SUELOS**

NRO.	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANT.	P.U.	TOTAL
1	Trazado	m2	466.64	218.04	101744.18
2	Excavación de 0 - 0.50 m	m3	403.20	53.67	21640.11
3	Compactación por humedecimiento	m2	806.40	4.21	3397.51
4	Consolidación dinámica	m2	806.40	199.94	161230.90
5	Estudio de suelos	pto	2.00	703.63	1407.26
6	Replanteo del terreno	m2	466.64	218.11	101779.13
7	Excavación a 1.20 m	m3	59.41	110.52	6566.06
8	Zapatas de hormigón armado $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	19.15	2944.46	56383.45
9	Relleno y compactado manual	m3	55.24	68.39	3777.89

<b>TOTAL (Bs)</b>	<b>457926.50</b>
<b>TOTAL (Sus)</b>	<b>65699.64</b>

**TABLA COMPARATIVA ECONÓMICA DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN**



Tal como se puede apreciar, la alternativa de fundación más económica es la de mejoramiento de suelos, la cual tiene un costo de 65699.64 \$us. (cambio de moneda 1\$us=6.97).

Económicamente existe una diferencia de 41189.60 \$us., entre las alternativas de mejoramiento de suelos y micropilotes, a favor de la alternativa de mejoramiento de suelos.

Se puede evidenciar que el costo de la alternativa de cimentación de mejoramiento de suelos es un 38.54% más reducido que el de micropilotes.

Por ende la alternativa de solución técnica y económicamente viable para suelos difíciles colapsables por humedecimiento aplicado a estructuras de baja altura es la de Mejoramiento de Suelos.

## CONCLUSIONES

Después de realizado el análisis de cimentaciones para el comedor universitario sobre suelos difíciles colapsables por humedecimiento, para lo cual se planteó el uso de vigas T invertidas, plateas de fundación, micro pilotes y mejoramiento de suelos, se comparó tanto técnica como económicamente las mismas resultado de lo cual se adoptó a la alternativa de mejoramiento de suelos como la fundación más viable para estructuras de baja altura cimentadas sobre suelos colapsables por humedecimiento.

El método de estabilización de suelos utilizado será primeramente compactación por humedecimiento, luego el terreno de emplazamiento será consolidado dinámicamente para incrementar la tensión admisible del suelo, la experiencia de los autores de la bibliografía garantiza que la capacidad portante de los suelos que son mejorados utilizando estos métodos fácilmente alcanza de 2 a 3 kg/cm<sup>2</sup>.

El precio referencial de la construcción de la alternativa de cimentación de mejoramiento de suelos es de 65699.64\$us.

La eficacia del diseño adoptado en cada caso depende en gran medida de la calidad de las investigaciones geotécnicas realizadas. La información básica que éstas deben suministrar son: el espesor del manto de suelos colapsables y la magnitud del colapso bajo peso propio o bajo carga de todos los estratos del perfil.

Una incorrecta estimación de estos parámetros puede llevar a proponer y construir soluciones ingenieriles totalmente opuestas a las correctas. La confección de perfiles de colapsabilidad como los presentados permiten establecer la existencia o no de suelos autocolapsables, sus espesores aproximados y la profundidad a la que se encuentran. Esta metodología de análisis es de gran ayuda, por ejemplo en la elección del procedimiento idóneo para estabilizar el terreno.

Finalmente, una vez mejorado el suelo se deberá realizar un estudio de suelos donde el valor mínimo aceptable como la capacidad portante del terreno será de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>., valor con el cual se dimensionó la estructura utilizando como fundación zapatas aisladas.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- [1] ABELEV, Y.M. et ABELEV, M.Y. (1979) "Bases de Elaboración de Proyectos en Suelos Colapsables". Ed. francesa, 1986, Ed. de Documentación Técnica Lavoisier, París
- [2] AITCHISON, G.D. (1973). "Structurally Unstable Soils.State of the Arts".Proc of the 8° International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering.Moscú, URSS. Vol 3, pp. 161 – 190, 1973.
- [3] BRAJA M. DAS, "Ingeniería de Cimentaciones", Quinta edición, Editorial Thompson, México, enero de 2006.
- [4] CALAVERA J, "Cálculo de Estructuras de Cimentación", Cuarta edición, Editorial INTEMAC, Madrid- España, 2000.
- [5] CALAVERA J, "Proyecto y cálculo de estructuras de Hormigón Armado Tomo I y II", Cuarta edición, Editorial INTEMAC, Madrid- España, 2000.
- [6] FRATELLI, María Graciela, "Suelos, Fundaciones y Muros", Cuarta edición, Editorial INTEMAC, Caracas- Venezuela, 2000.
- [7] HARMSSEN, Teodoro, "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", Tercera edición, Fondo Editorial PONTIFICIA UNIV. CATÓLICA DEL PERÚ, Perú, 2002.
- [8] PÉREZ VALCÁRCEL, Juan, "Mejora y Consolidación de Suelos", E.T.S.A. de la Coruña, España, 2005.
- [9] REDOLFI, Emilio R, "Suelos Colapsables", Artículo grupo geotécnico, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina, 2007.
- [10] REGINATTO, A. (1977). "Predicción de la Susceptibilidad al Colapso". 2° Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina.
- [11] Norma ACI318-05