

EL SUELO COMO CONDICIONANTE DEL DISEÑO
Ing. Roberto Terzariol

EL SUELO COMO CONDICIONANTE DE DISEÑO

ROBERTO E. TERZARIOL

Profesor de Geotecnia III

Universidad Nacional de Córdoba

Profesor de Cimentaciones

Universidad Tecnológica Nacional (Córdoba)

EL SUELO COMO CONDICIONANTE DE DISEÑO

Este libro, ni parte de él, puede ser reproducido o transmitido de alguna forma o por algún medio electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia o grabación, o por cualquier otro sistema memoria o archivo, sin el permiso escrito del titular del Copyright.

DERECHOS RESERVADOS Copyright © 2004
Por Roberto Enrique Terzariol

ISBN

IMPRESO EN CORDOBA, ARGENTINA

Impreso en Editorial , Córdoba, Argentina
Se imprimieron 500 ejemplares en julio de 2004

ACERCA DEL AUTOR

En su actividad Académica, Roberto Terzariol, es Profesor Titular Plenario del Area Geotecnia en la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba y Profesor Titular de "Cimentaciones", en el Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Córdoba de la Universidad Tecnológica Nacional. Además es Profesor de posgrado en la Maestría de Estructuras y Geotécnia de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba y en la Maestría en Diseño Arquitectónico y Urbano, de la Facultad de Arquitectura de la misma Universidad. Ha dictado numerosos cursos de posgrado y Conferencias en prestigiosas Universidades del país, pudiendo citarse entre otras, la Universidad Nacional de Salta, la Universidad Nacional de Jujuy, las Universidades Católicas de Córdoba y Santa Fé, la Universidad Nacional de Misiones, Universidad Nacional de San Juan etc. Además ha sido designado tribunal de Concurso en otras tantas Universidades Argentinas. Es autor de varias Guías de estudio para las asignaturas y cursos que ha dictado.

Como Investigador ha participado en numerosos equipos de investigación del país y del exterior, entre ellos en el Departamento de Estructuras y el laboratorio de Geotécnia de la Universidad Nacional de Córdoba y en el Istituto di Scienza e Técnica delle Costruzioni, de la Università dei Roma (La Sapienza). Ha sido Director y co-Director de varios proyectos de investigación, financiados por agencias de apoyo a la investigación de la Universidad y la Provincia de Córdoba, y miembro de diversas comisiones evaluadoras de Proyectos de Investigación. Se ha desempeñado como Presidente de la Comisión de Arquitectura y Construcciones de la Agencia Córdoba Ciencia (Provincia de Córdoba), como Director del Departamento de Construcciones Civiles en la Universidad Nacional de Córdoba, como Secretario Académico de Investigación y Posgrado en la Facultad de ciencias Exactas físicas y Naturales de la misma Universidad, como Consejero del Honorable Consejo Directivo de dicha Facultad. Cuenta con más de 45 artículos científicos y de divulgación publicados en Revistas, Congresos y Conferencias, tanto en el país como en el exterior.

En el orden profesional desde hace más de veinte años es ingeniero consultor y socio del grupo de profesionales denominado "ARRT Ingenieros Consultores". En estas tareas ha participado en más de 3.500 tareas de consultoría entre estudios de suelos, cálculos y asesoramientos estructurales, asesoramientos geotécnicos, dirección de obras de recalce, etc., tanto en la argentina como en países limítrofes, en obras tan variadas como Edificios Residenciales y Públicos (escuelas, tribunales, hospitales, etc.), Vías de Comunicación y Aeropuertos, Edificios Industriales, Puentes, Presas, etc.

DEDICATORIA

*Dedico este libro a mi esposa Viviana, y a mis hijos Marco, Luca y Marina.
A Viviana por el apoyo incondicional y los consejos que siempre me brinda.
Y a mis hijos porque son la razón de mis esfuerzos, algo que con su dedicación pagan con
creces día a día.*

AGRADECIMIENTOS

Se desea reconocer los aportes de muchos colegas que leyeron este material a medida que evolucionaba como texto.

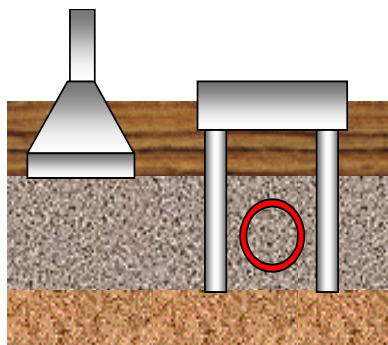
En modo particular el autor agradece de manera especial la colaboración y excelentes sugerencias recibidas por parte del Ingeniero Ricardo José Rocca y del Arquitecto Cesar Naselli, Particularmente este último, distinguido profesor de las Universidades Nacional y Católica de Córdoba, quien me animó a la realización de esta publicación luego de varios años de colaboración recíproca en diversos cursos de grado y de posgrado.

CONTENIDO

Prologos	2
Prólogo del autor	3
Capítulo 1 – Introducción	4
I.1. Generalidades	5
I.2. Un caso paradigmático	5
I.3. Conclusiones	6
I.4. Referencias	7
Capítulo 2 – Algunos conceptos sobre “Geomateriales”	8
II.1. Generalidades	9
II.2. Geomeateriales - Clasificación de Rocas y Suelos	9
II.3. Ensayos geotécnicos	16
II.4. Asentamientos y capacidad de carga	17
II.5. Estudios geotécnicos - Informe geotécnico	20
II.6. El valle del río Suquía	21
II.7. Conclusiones	24
II.8. Referencias	24
Capítulo 3 – Las fundaciones	26
III.1. Generalidades	27
III.2. Tipos de fundaciones	27
III.3. Fundaciones Superficiales - Rígidas, Semirígidas y Flexibles	29
III.4. Fundaciones Profundas-Clasificación-Extracción y desplazamiento	33
III.5. Resumen del capítulo	40
III.6. Conclusiones	41
III.7. Referencias	41

Capítulo 4 – Las excavaciones y sus contenciones	42
IV.1. Generalidades	43
IV.2. Perfiles de suelos	43
IV.3. Estructuras de contención	44
IV.4. Resumen del capítulo	46
IV.5. Conclusiones	47
IV.6. Referencias	47
 Capítulo 5 – Selección de cota y tipo de fundación	 48
V.1. Generalidades	49
V.2. Factores que condicionan la elección	49
V.3. Esquemas simplificados	59
V.4. Ejercicios resueltos	60
V.5. Resumen del capítulo	64
V.6. Referencias	65
 Capítulo 6 – Patologías y recalces	 66
VI.1. Generalidades	67
VI.2. Las Causas	68
VI.3. Los síntomas	71
VI.4. Metodología de intervención	73
VI.5. Refuerzos, submuraciones y recalces	78
VI.6. Resumen del capítulo	86
VI.7. Conclusiones	86
VI.8. Referencias	87
 Capítulo 7 – Análisis de casos	 88
VII.1. Generalidades	89
VII.2. Casos analizados	89
VII.3. Problemas de suelos y fundaciones	90
VII.4. Problemas de excavaciones y obras enterradas	96
VII.5. Problemas con obras vecinas	98
VII.6. Resumen del capítulo	105
VII.7. Conclusiones	105
VII.8. Referencias	106

PROLOGO



PROLOGO

Esta publicación está dirigida a estudiantes de las carreras de Arquitectura, Constructor y Técnico en Construcciones y a los profesionales no especializados en Ingeniería de Fundaciones, que deseen comenzar a interiorizarse en los fundamentos de la misma.

El texto pretende ser un compendio actualizado de los rudimentos que todo profesional necesita para encarar proyectos y obras que contemplen su implantación en un terreno determinado.

Al comenzar el estudio de un tema determinado surgen, una serie de preguntas, las que en el caso de la Ingeniería de Fundaciones, pueden sintetizarse como sigue:

- Si el hombre ha construido obras desde antiguo, aún antes que esta disciplina existiese como tal, ¿Por qué particularizar en las Fundaciones?
- ¿Qué nuevos conocimientos aportará ?
- ¿Esta disciplina es nueva o tan antigua como la ingeniería misma?
- ¿Cuál es su alcance?

Las respuestas pueden ser largas y complejas, tanto como el espacio disponible para escribir acerca de ellas.

Se intentará contestar a las mismas, de la forma más resumida posible.

Con este texto no se pretende formar especialistas en un campo tan amplio y complejo como la Geotecnia.

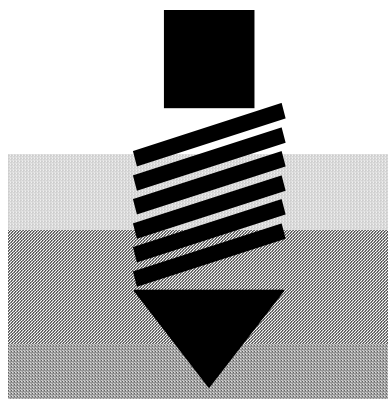
Por el contrario se intenta aportar una serie de criterios que permitan resolver los problemas más habituales, en el diseño en función de los condicionantes que impone el suelo, los problemas de fundación, las excavaciones, y otras obras enterradas.

Finalmente se pretende brindar los conceptos fundamentales y el léxico técnico suficiente para posibilitar la comunicación entre el profesional proyectista o constructor, y el Ingeniero Civil especializado en Geotecnia, pudiendo, de tal modo, afrontar en conjunto problemas especiales que toda obra civil o de arquitectura demande.

Córdoba, Mayo de 2004

CAPÍTULO 1

"INTRODUCCIÓN"



I.1. GENERALIDADES

El hombre ha construido puentes y edificios, caminos, túneles y presas, desde los albores de la humanidad. Puede citarse como ejemplo un puente de 150 m de largo con vanos de 19 m construido por el rey Nabucodonosor, sobre el río Eufrates. Este puente tenía fundaciones profundas y pilas redondeadas para minimizar el entorpecimiento del curso del agua (Ref. 1).

Si bien estas obras fueron realizadas por grandes constructores los aspectos referidos a la Geotecnia fueron abordados como un arte transmitido de generación en generación mediante una serie de recomendaciones basadas en las experiencias de obras construidas y los errores detectados.

Pese a ello, de tanto en tanto, se han realizado intentos por explicar la interacción entre las estructuras y el suelo sobre las que se asientan. Pueden citarse los aportes al cálculo del empuje de los suelos realizados por Rankine, Coulomb y otros, en los siglos XVIII y XIX.

Así se avanzó hasta que la magnitud de las obras y la constante necesidad de adecuar sus costos a las disponibilidades económicas, sumado al natural deseo humano por avanzar en el conocimiento, llevó a que a comienzos del siglo XX surgiera el estudio sistemático de la Geotecnia y adquiriera características de ciencia diferenciada dentro del universo de la Ingeniería Civil.

I.2. UN CASO PARADIGMÁTICO

La ejemplificación puede ser la mejor manera de comprender la necesidad de esta

ciencia. Para ello se analizará en forma sucinta las fundaciones de una obra realizada a comienzos del siglo XX en nuestro país.

A comienzos de la década de 1930, es decir antes que la Geotecnia se enseñara en las escuelas de ingeniería, se construyó en la ciudad de Buenos Aires el puente Presidente Uriburu sobre el Riachuelo (Ref. 2). Para esa época ya se habían construido en la misma zona una serie de puentes, por lo que se conocía, aproximadamente, el perfil de suelos y existían técnicas constructivas, para las fundaciones, que habían dado excelentes resultados.

Un perfil generalizado de suelos en el Riachuelo, muestra un estrato de aproximadamente 20 m de espesor, formado por arcillas limosas muy blandas con lentes de arenas finas sueltas y conchillas que denotan su origen sedimentario marino. Debajo del estrato arcilloso se ubica un horizonte de gran espesor constituido por arenas amarillentas, muy compactas y con una excelente capacidad de carga.

La fundación más común para las pilas y estribos era, la de cilindros excavados atravesando las arcillas blandas y apoyados sobre las arenas inferiores, o bien pilotes hincados hasta penetrar en las mismas arenas. La elección entre una y otra fundación se daba en función de la magnitud de las cargas y de la facilidad constructiva.

Dadas las restricciones económicas que imperaron a nivel mundial en la década de 1930, para el puente en cuestión, se adoptó una fundación mixta. Se emplearon cilindros excavados para las pilas centrales, mientras que para las rampas, recintos y escaleras se optó por pilotes prefabricados e hincados, de diversa longitud, aprovechando la

capacidad friccional de los suelos arcillosos, sin llegar a las arenas inferiores.

Por su parte los muros de contención de los terraplenes de acceso fueron fundados superficialmente, con tensiones de trabajo bajas, incluso menores que las que transmitían los cimientos de las viviendas vecinas.

Los ingenieros, intuyeron que se producirían asentamientos, sin llegar a cuantificarlos, y supusieron que los componentes de los accesos, por su "flexibilidad", acompañarían los "hundimientos que fatalmente" se iban a producir. Por este motivo se estimó conveniente prever un recrecido de los terraplenes a medida que avanzaban los asentamientos.

Es decir conocían los riesgos, pero no podían calcularlos, aún así decidieron afrontarlos.

En el caso de las pilas apoyadas sobre los cilindros no hubo problemas de asentamientos. Durante las excavaciones que demandó su construcción se produjo la inclinación de uno de los cilindros con "un inexplicable" ingreso de material desde el fondo al atravesar un lente de arena suelta. Esto obligó a interrumpir el bombeo, llenando el recinto con agua, antes de corregir el defecto y continuar la excavación.

En la zona de accesos, por su parte, se produjeron asentamientos del orden de 28 cm, aún en las zonas piloteadas, bajo cargas inferiores a las de diseño.

Esto no pudo ser adecuadamente explicado por los profesionales intervinientes, ya que los pilotes hincados habían sido ensayados individualmente, bajo una carga igual al doble de la carga de diseño, sin deformaciones importantes.

El asentamiento de los muros fundados superficialmente también fue notablemente superior a los registrados en viviendas cercanas fundadas a la misma cota con tensiones de trabajo aún superiores.

Las explicaciones actuales a estos problemas, a la luz del desarrollo de la Geotecnia (Ref. 4), podrían ser las siguientes:

- Durante la excavación del cilindro citado al llegar al lente de arenas sueltas, se produjo sifonaje con el consiguiente arrastre de material arenoso.
- La arcilla blanda presentaba gran resistencia friccional, pero la sobrecarga producida por los terraplenes de acceso provocó su consolidación y la consiguiente recarga de los pilotes por fricción negativa. Al no existir una reacción de punta, por tratarse de pilotes flotantes, se produjeron los hundimientos señalados.
- Finalmente, si bien las fundaciones superficiales de los muros de contención provocaban una tensión de trabajo menor que las viviendas vecinas, su área de contacto era mucho mayor y por ende sus asentamientos.

I.3. CONCLUSIONES

Hoy, gracias al avance de la Geotecnia, podríamos calcular con cierta aproximación los asentamientos por consolidación, la recarga por fricción negativa, la seguridad ante el sifonaje y los asentamientos en función del tamaño de la base.

Pese a ello las soluciones adoptadas en su momento, teniendo en cuenta los aspectos económicos y tecnológicos, de aquella época,

parecen lógicas y se las usa aún hoy para cierto tipo de obras.

Pero gracias al estudio sistemático de la geotecnia se han desarrollado procedimientos tecnológicos que permiten construir otros tipos de pilotes, profundizar las pantallas para evitar el sifonaje o herramientas de gabinete para diseñar los terraplenes y muros de contención, sobre suelos blandos, minimizando los riesgos de asentamientos.

Como se ve en el ejemplo citado, siempre se construyeron obras importantes aún ignorando los principios básicos de la Geotecnia, y muchas de estas obras perduran hoy en día, pero sólo en la actualidad podríamos cuantificar el margen de seguridad que presentan los diferentes procedimientos, y por consiguiente su capacidad de utilización.

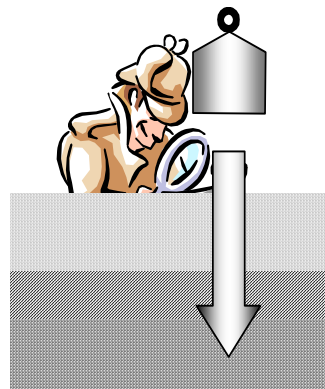
En definitiva si se acepta, que el proyecto es "el arte de tomar decisiones adecuadas para un problema dado" (Ref. 3), los aportes de esta disciplina, pueden ampliar el abanico de respuestas ante las decisiones que el profesional debe tomar.

I.4. REFERENCIAS

1. Sarria Molina, A. "Introducción a la Ingeniería Civil" - Ed. Mc Graw Hill - 1999
2. Paez, J.M. "Puente Presidente Teniente General José F. Uriburu" - La Ingeniería - Julio/Agosto de 1939.
3. Seed, H.B. "Entrevista a Bolton Seed" - Berkeley Civil Engineer - 1987
4. Terzaghi, K. Peck R. Mesri, G. "Soil Mechanics in engineering practice" - Ed. J. Wiley - 1996

CAPÍTULO 2

"ALGUNOS CONCEPTOS SOBRE GEOMATERIALES"



II.1. GENERALIDADES

Resulta, sin lugar a dudas, muy dificultoso analizar el condicionamiento impuesto a un proyecto arquitectónico, por los diversos tipos de suelos y su vinculación con las fundaciones y las excavaciones, sin conocer al menos someramente los distintos tipos de materiales en los que se apoyarán estas obras.

Por ello en este capítulo se describen los distintos tipos de suelos, clasificándolos según diversos criterios, estableciendo la problemática asociada a cada uno de ellos, y su distribución en el país, en la provincia y en la ciudad de Córdoba.

Adicionalmente se enuncian los ensayos más comunes de la mecánica de suelos y se establecen los lineamientos y criterios básicos de un estudio de suelos para obras de arquitectura.

II.2. GEOMATERIALES

Los suelos y rocas pueden ser clasificados desde diversos puntos de vista, de acuerdo al empleo de los mismos, ya sea como material de apoyo de las obras, como material en la construcción de túneles y terraplenes, o como carga actuante sobre las estructuras, en el caso de excavaciones y muros de sostenimiento.

Las clasificaciones que se enuncian, son sólo algunas de las más empleadas y no pretenden ser abarcativas de todas las problemáticas que se le planteen al profesional en su actuación como tal.

Para una clasificación más amplia puede ser empleado un término, tal como "Geomateriales", que incluye suelos y rocas.

Existe por lo tanto una primera gran división de los Geomateriales, entre rocas y suelos, en función de su composición y comportamiento mecánico.

Esta división no es absoluta, ya que existen rocas meteorizadas o con minerales débiles, que presentan un comportamiento más parecido al de los suelos y suelos fuertemente cementados o muy preconsolidados que tienen características de rocas blandas.

II.2.1.- Clasificación de las Rocas

Desde el punto de vista Geológico, las rocas son mezclas de varios minerales o compuestos que varían en gran medida en su composición (ref. 1).

Según su origen, se pueden dividir en:

- Rocas ígneas: materiales que provienen del magma, que son expulsados a la superficie por volcanes, o fallas en la corteza terrestre. Entre ellas se encuentran los granitos, el basalto y la obsidiana.
- Rocas sedimentarias: provienen de suelos que han sedimentado o minerales que han percolado desde la superficie y que han cementado. Algunos ejemplos son areniscas, lutitas, calizas, y conglomerados.
- Rocas metamórficas: Son el producto la acción de grandes presiones y calor alterando las rocas anteriores. Pueden citarse las pizarras, esquistos, gneiss y mármol.

Según su dureza o resistencia:

- Rocas blandas: son en general rocas sedimentarias o metamórficas con bajo grado de cementación o compactación. Pero también se encuentran rocas ígneas y

metamórficas meteorizadas. Es el caso de las lutitas y areniscas blandas, o las calizas, granitos y gneiss meteorizados, etc.

- Rocas Sanas: son rocas cuya consistencia es dura, al golpearlas con un martillo emiten sonido metálico. Son rocas vírgenes sin un grado importante de meteorización.

En general las rocas presentan un comportamiento mecánico adecuado para servir de fundación de obras de arquitectura, siendo compleja, por el contrario su excavación (ref. 2).

Respecto a su distribución geográfica las rocas ígneas y metamórficas predominan en las sierras de la provincia de Córdoba y el centro de la de Buenos Aires (granitos, calizas, gneiss, etc.), o en la zona Norte de la Mesopotamia Argentina (basalto).

Mientras que en las zonas de Cuyo y el Norte y NorOeste, donde existen montañas más jóvenes, como la cordillera de los Andes, predominan las rocas sedimentarias (areniscas y lutitas), que forman paisajes coloridos, con fósiles que denotan su origen marino.

II.2.2.- Clasificación de Suelos

Desde el punto de vista de la Ingeniería, puede decirse que, por oposición a las rocas, los suelos son materiales que pueden ser disgregados mediante medios manuales o mecánicos convencionales (no se incluyen martillos neumáticos, explosivos, etc).

Los suelos son un subproducto de las rocas. Es decir que las rocas sometidas a procesos de meteorización e intemperismo, ayudados por los movimientos de la corteza terrestre, son reducidas a fragmentos de mayor o menor tamaño que dan origen a los suelos.

En la figura II.1, se aprecia un diagrama evolutivo de rocas y suelos.

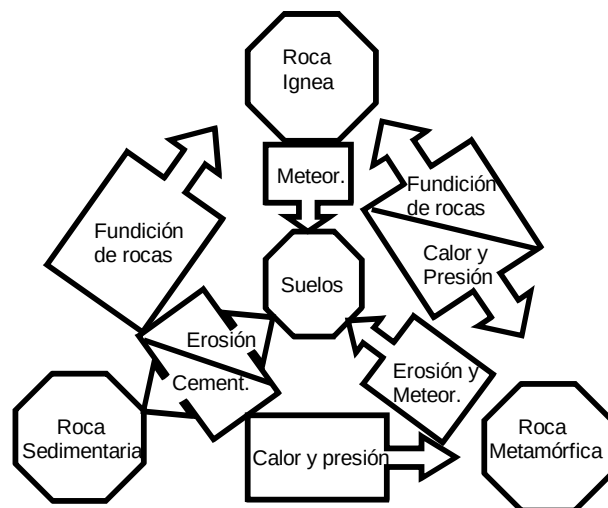


Figura II.1

a) Clasificación según su formación

Los fragmentos de roca antes indicados, pueden quedar en el mismo sitio donde se han formado o bien ser transportados y luego sedimentados, por agentes naturales tales como viento, ríos, lluvias, glaciares, etc.

De acuerdo a su formación los suelos se dividen en residuales y sedimentarios o transportados.

Suelos Residuales

Estos suelos se forman por la meteorización de las rocas basales o madres. La roca se degrada en una sucesión de fragmentos, que mantienen la coloración e incluso la fracturación de la roca basal.

La columna estratigráfica desde la roca hasta la superficie esta compuesta por una sucesión de fragmentos de mayor a menor,

por ejemplo bloques, gravas arenosas, arenas, limos y arcillas.

Un suelo residual típico es la "tierra colorada", de la provincia de Misiones, donde el basalto sano, se meteoriza hasta convertirse en arcillas muy blandas.

En la figura II.2, se aprecia un esquema típico.

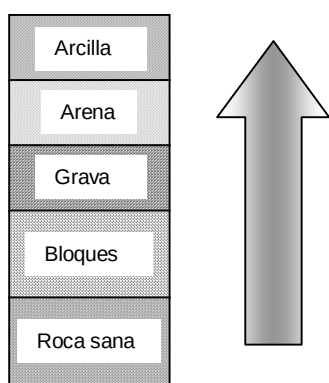


Figura II.2.

Suelos Sedimentarios

Estos suelos se forman por la meteorización de la roca basal, su posterior desprendimiento por acción de la erosión (eólica, hidráulica o glacial), el transporte, por el mismo agente que la erosionó u otro y su posterior depósito o sedimentación en otro sitio cercano o distante de su fuente.

De acuerdo al agente de transporte y las condiciones de sedimentación, serán el tamaño de los granos y la compacidad de cada estrato así formado.

El viento transporta partículas finas como limos, arcillas o arenas muy finas. Estos materiales son típicos de las zonas áridas y semiáridas, por ejemplo, las del Centro y Norte del país.

Los ríos, de acuerdo a su caudal y velocidad (montaña, llanura, etc.), transportarán rodados, gravas y arenas o limos y arcillas. A modo de ejemplo los ríos y arroyos serranos transportan bloques y rodados de gran tamaño en sus nacientes, mientras que depositan arenas gruesas y gravas en los cauces de pendiente media como al atravesar la ciudad de Córdoba.

Por su parte los ríos de llanura, como los mesopotámicos, transportan y sedimentan limos y arcillas, que incluso forman deltas como el del Tigre en la provincia de Buenos Aires.

En la región Patagónica, existen grandes depósitos marinos con inclusiones de fósiles, cuya constitución calcárea al disolverse puede cementar partículas más grandes o formar arenillas de conchillas.

Por su parte los glaciares en avance transportan suelos muy gruesos con presencia de materiales finos intercalados, y al retroceder depositan estos suelos en estado muy compacto por acción del gran peso que una vez soportaron.

Estos suelos se encuentran en los valles glaciares, siendo los más comunes los de la cordillera de los Andes, en especial en la zona de la Patagonia.

b) Clasificación según su tamaño

En la matriz de los suelos se encuentran los tres estados de la materia. Tenemos una parte sólida constituida por los granos, y en el espacio entre granos, que se denomina vacío, puede existir sólo aire (suelo seco), puede estar parcialmente lleno de agua (suelo húmedo) o puede estar totalmente lleno de agua (suelo saturado o sumergido).

Si se tamiza la parte sólida de un suelo se pueden separar las partículas que lo constituyen de acuerdo a su tamaño.

Se ha comprobado que el tamaño de grano preponderante en un suelo, está asociado a ciertas propiedades mecánicas. Por ello se han establecido tamices estandarizados para clasificar los suelos e incluso existen denominaciones de los distintos tipos de suelos según su tamaño.

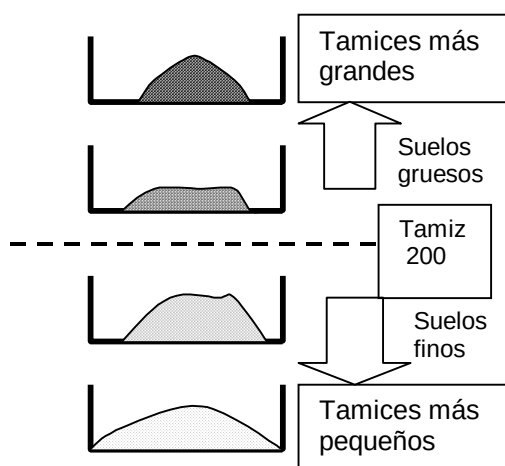


Figura II.3

De acuerdo al tamaño de los granos que los componen los suelos se pueden dividir, empleando un tamiz de 0,047 mm de abertura (Tamiz 200) figura II.3, en :

- Suelos Gruesos
- Suelos finos

Suelos Gruesos

Están formados principalmente por rodados, gravas, o arenas y sus combinaciones, incluso con pequeñas fracciones de suelos finos.

Debido al tamaño de los granos, predominan las fuerzas gravitacionales entre los mismos, por lo que la compacidad de estos suelos es

un buen índice de su comportamiento mecánico.

La fricción entre los granos brinda cierta resistencia al corte, por ende el parámetro dominante es el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ). Por esto se los designa suelos friccionales o granulares.

A mayor compacidad o menor cantidad de vacíos, el suelo se deforma menos o en otras palabras "resiste más".

Si los vacíos se saturan de agua, el alivianamiento que se produce en los granos por el principio de Arquímedes, puede disminuir esta compacidad y "ablandar" el suelo o disminuir su resistencia. Cuanto mayor sea la compacidad la influencia de este fenómeno es menos importante.

En general la permeabilidad de estos suelos es alta.

Suelos finos

Están compuestos por limos y arcillas, que pueden tener pequeñas fracciones de arenas medias y finas.

A diferencia de los suelos gruesos, las partículas que los componen son muy pequeñas y por ende las fuerzas electrostáticas, las electroquímicas, y la cementación entre granos, son más importantes que las fuerzas gravitacionales.

Estas fuerzas internas son las que dominan el comportamiento mecánico de estos suelos, y el parámetro más significativo es la cohesión entre granos (C). Por esto se los denomina suelos cohesivos.

La presencia de agua intersticial puede generar la disolución o eliminación de los vínculos entre partículas por lo que su deformabilidad aumenta y disminuye su

"resistencia". Estos fenómenos son más significativos que en los suelos gruesos.

En estos suelos la permeabilidad es baja y en algunos predominan los fenómenos de capilaridad como es el caso de los limos.

c) Clasificación según su estabilidad

La forma en que las partículas que forman el suelo están "empaquetadas" se la denomina estructura. La estructura de un suelo combinada con los factores descriptos afecta la estabilidad de los suelos frente a acciones externas e internas, o agentes químicos o físicos.

La inestabilidad o estabilidad de un suelo determina su aptitud tanto como soporte de obras de arquitectura sino como acción sobre las mismas, o como material de construcción.

Con este criterio los suelos se pueden clasificar como:

- Estables
- Metaestables o Inestables

Suelos Estables

Son suelos que no sufren alteraciones de importancia en su estructura interna por acciones o agentes externos o internos.

Dentro de los mismos podemos ubicar las rocas en general, los suelos gruesos compactos, las arcillas y limos cementados o preconsolidados, etc.

Estos materiales cumplen con las leyes generales de la Mecánica de los suelos y por ende pueden ser analizados con los criterios y formulaciones indicados en el Capítulo 1.

Suelos Inestables

Estos materiales sufren alteración en su estabilidad interna por acciones o agentes externos o internos.

La inestabilidad de los suelos trae en general problemas como, pérdida de la resistencia al corte, aumento o disminución de su volumen, deformaciones diferenciales, etc.

No todos los suelos inestables frente a iguales agentes o tipos de acciones. En general sufren alteraciones frente a un tipo de acción o agente y no frente a otros.

Si bien existe una gran variedad de estos suelos, en términos prácticos, para obras de arquitectura, los mismos pueden resumirse en cuatro:

- ❑ *Suelos licuables:* se trata de arenas finas, saturadas y poco compactas, que frente a acciones dinámicas como ser el tránsito vehicular, maquinarias y en especial los sismos, pierden por completo su resistencia al corte comportándose como líquidos, de allí su nombre. Al licuarse, las estructuras apoyadas sobre ellos sufren deformaciones muy grandes (incluso metros), giros y vuelcos. Se encuentran en valles de inundación de ríos o lagos y en nuestro país han creado problemas en edificios construidos en la zona de Cuyo por su alta vulnerabilidad sísmica.
- ❑ *Suelos expansivos:* se trata de arcillas cuyos minerales constituyentes (p.ej. montmorillonita), son ávidos de agua, por lo tanto la toman incluso de la humedad ambiente. Al cambiar su contenido de humedad se expanden generando altas presiones de hinchamiento o se contraen con grandes disminuciones de volumen. Si se expanden, las obras fundadas sobre ellos sufren fuerzas que tienden a

levantarlas (fig. II.4), sobre todo si son estructuras livianas, o sufren asentamientos si el suelo se seca. Se encuentran sobre todo en la zona Mesopotámica y la provincia de Buenos Aires, pero existen lentes en lugares tan diversos como la Patagonia o Ñujuy.

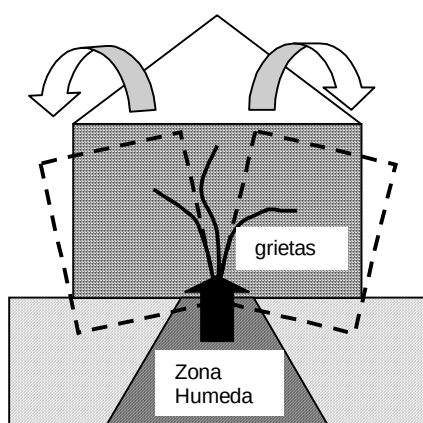


Figura II.4

- *Arcillas subconsolidadas:* son suelos que han sido depositados por ríos de llanura o lagos en épocas geológicas recientes y que están en proceso de consolidación. Es el caso típico de los deltas de ríos. Estos suelos presentan deformaciones importantes a lo largo del tiempo aún bajo su propio peso. Por consiguiente las estructuras apoyadas sobre ellos se asientan sufriendo daños, y los pilotes que atraviesan estos suelos, sufren un fenómeno llamado fricción negativa (fig. II.5), que recarga la punta de los mismos provocando también asentamientos.

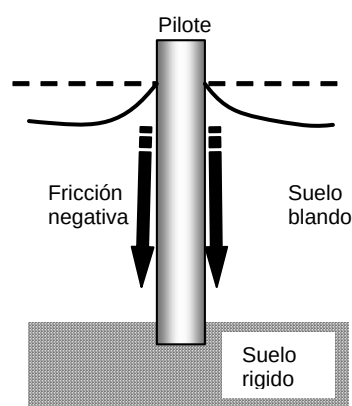


Figura II.5

- *Suelos colapsables:* estos suelos se forman por sedimentación de limos transportados eólicamente en zonas áridas o semiáridas, como el Centro Norte de Argentina, dentro de ella prácticamente toda la provincia de Córdoba y en particular su ciudad de capital. Estos limos tienen una estructura muy abierta (macroporosa) es decir una gran cantidad de vacíos y sus partículas están unidas entre sí por vínculos débiles como ser puentes de arcilla o fuerzas electrostáticas. Al ingresar agua en los mismos (fig. II.6), los vínculos se disuelven provocando el colapso de la estructura interna del suelo como si fuera un castillo de naipes. Al tener gran cantidad de vacíos este colapso provoca grandes deformaciones en forma súbita con los consiguientes daños a las obras apoyadas sobre ellos. Estos asentamientos se producen aún para cargas tan bajas como el peso propio del suelo.

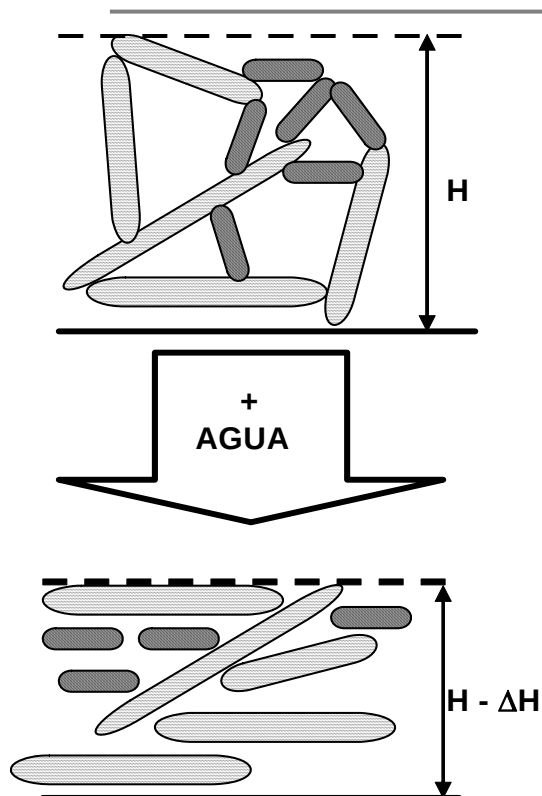


Figura II.6

d) Clasificación como material de fundación

Esta es la más antigua división entre los distintos tipos de suelos y se empleaba en ingeniería mucho antes del surgimiento de la mecánica de suelos.

En nuestro país ya en el año 1876 el Ing. Juan Pirovano (ref. 3), en su Tesis sobre el tema FUNDACIONES, la emplea y ejemplifica.

La clasificación hace abstracción de los fenómenos internos de los suelos, su formación, o su granulometría y se refiere a su aptitud como material de fundación.

En ella los suelos se clasifican como:

- Poco deformables y no erosio-nables
- Poco deformables pero erosio-nables

➤ Deformables y erosionables

Poco deformables y no erosionables

Dentro de ellos encontramos las rocas poco meteorizadas, las arcillas y limos cementados, y las gravas y rodados muy compactos o cementados.

Son excelentes materiales de fundación tanto para obras de arquitectura como de ingeniería, ya que bajo cargas significativas no sufren deformaciones de importancia ni son afectados por fenómenos externos como la acción de corrientes de agua o sismos.

Haciendo referencia a las clasifica-ciones anteriores, se trata de rocas y suelos gruesos o finos cementados con una estructura estable.

Poco deformables y erosionables

Entre estos se encuentran las rocas meteorizadas, las arenas y gravas compactas y las arcillas y limos poco cementados.

Son buenos materiales de fundación para obras de arquitectura e ingeniería pero alejadas de corrientes de agua o procesos de meteorización.

En general aceptan cargas medias a altas y su nivel de deformaciones es compatible con la mayoría de las obras de arquitectura siempre que estén suficientemente confinados en la masa de suelo.

Para correlacionarlos con las otras clasificaciones estos materiales pueden ser rocas blandas, o suelos gruesos y finos relativamente compactos o poco cemen-tados, con estructura estable.

Muy deformables y erosionables

Dentro de esta clasificación pueden ubicarse las arcillas y limos blandos y las arenas o gravas sueltas o poco compactas.

Estos materiales en general no son aptos para fundar obras de arquitectura con los métodos convencionales y requieren de soluciones especiales como fundaciones profundas o el mejoramiento de los mismos.

En términos de granulometría y estabilidad, puede decirse que son suelos finos o muy finos con estructura inestable.

II.3. ENSAYOS GEOTECNICOS

Existe una gran cantidad de ensayos geotécnicos, para determinar características físico químicas particulares (ref. 7).

Se describirán sólo los más comunes referidos a los problemas habituales de las obras de arquitectura.

Los ensayos geotécnicos pueden dividirse en:

- Ensayos de laboratorio
- Ensayos de campo

Ensayos de laboratorio

Para determinar la aptitud de un suelo como material de apoyo de una obra de arquitectura es necesario primero clasificarlo y después determinar sus características de resistencia la corte y deformabilidad.

Los ensayos a efectuar con esas finalidades son:

- ❑ Humedad Natural: permite conocer si el suelo está húmedo o saturado.

- ❑ Granulometría: separa los suelos finos de los gruesos.
- ❑ Límites de Atterberg: permiten diferenciar si el suelo fino es arcilla o limo y su plasticidad.
- ❑ Ensayos de compresión simple y triaxial y ensayo de corte directo: permiten determinar el ángulo de fricción interna y la cohesión de un suelo determinado.
- ❑ Ensayos edométricos: permiten establecer el grado de preconsolidación de las arcillas saturadas y brinda los parámetros para calcular los asentamientos.

Si se quieren establecer otros parámetros pueden realizarse ensayos particulares como ser:

- ❑ Ensayo Proctor: determina el grado máximo de compactación que puede tener un suelo, y su humedad óptima de compactación.
- ❑ Ensayo de permeabilidad: se obtiene el coeficiente de permeabilidad que sirve para determinar el escurrimiento del agua en el suelo.

Adicionalmente hay otros ensayos especiales, tales como determinación de sales solubles, grado de retracción, gravedad específica, etc.

Ensayos de campaña

Estos ensayos también tienen usos específicos. Se los puede dividir en ensayos directos e indirectos, y en cada caso los hay rutinarios y especiales.

a) Ensayos Directos

En general se trata de aprovechar los sondeos de reconocimiento del subsuelo y dentro de los mismos o por medio de ellos

determinar algunas características mecánicas de los suelos o rocas (ref. 8).

Los ensayos más comunes para estimar los parámetros mecánicos de suelos, son los denominados Ensayos de Penetración. Consisten en hacer penetrar en el suelo un toma muestras, o un cono ciego, mediante una fuerza estática o una serie de golpes.

La mayor o menor compacidad de los suelos quedará evidenciada por la mayor o menor resistencia la penetración. Es decir son ensayos que miden la compacidad de los suelos, por lo que son más útiles en suelos granulares.

Los más comunes son:

- Ensayos de penetración estandar (SPT): consiste en hincar dinámicamente un tubo de 50 mm de diámetro exterior, dentro del cual se alojará la muestra de suelo. Se golpea con una pesa de 63,5 kg, que cae de una altura de 76 cm, y se cuenta el número de golpes para que penetre 30 cm el toma muestras. Se realiza metro a metro. La muestra extraída sirve para hacer algunos ensayos de laboratorio.
- Ensayo de penetración de cono (DPSH): consiste en hincar dinámicamente un cono ciego de 51 mm de diámetro. Este es un ensayo continuo y no se toman muestras, por lo que debe ser complementado por un sondeo o pozo con extracción de muestras. La energía de hincia es igual al SPT, pero se cuenta el número de golpes para penetrar 20 cm el cono ciego.
- Penetración de cono estática (CPT): se introduce un cono ciego de 37 mm de diámetro empujando estáticamente con un gato hidráulico. Es un ensayo

continuo sin toma de muestras. Se mide la resistencia para penetrar la punta ciega y la resistencia friccional para penetrar la barra de empuje. De este modo se tiene en forma directa la resistencia friccional y de punta de fundaciones profundas. Es muy empleado en suelos finos. Los equipos más modernos tienen sensores para medir otros parámetros del suelo como ser velocidad de onda de corte, permeabilidad, etc (ref.9).

Existen otros ensayos directos como son los de permeabilidad "in situ", los presiométricos, de carga directa, etc. Pero no son de uso común en nuestro medio.

b) Ensayos Indirectos

Son ensayos que permiten medir características secundarias de los suelos y correlacionarlas con los parámetros mecánicos de los mismos.

Se pueden citar los métodos geoelectricos, geosismicos, radares electromagneticos, etc.

No se emplean habitualmente en estudios de suelos convencionales, sino para obras o ante problemas particulares.

II.4. ASENTAMIENTOS Y CAPACIDAD DE CARGA

El fenómeno que rige el diseño de las fundaciones es fundamentalmente el problema de las deformaciones. El factor determinante a la hora de elegir la cota y el tipo de fundación para una obra determinada es el control de las deformaciones, es decir que las mismas se encuentren dentro de los márgenes de asentamiento que puede admitir una determinada estructura.

Por ello al hablar de capacidad de carga no se habla estrictamente de resistencia mecánica del suelo sino de tensiones que produzcan asentamientos admisibles.

Algunas de las causas de asentamientos se esquematizan en la figura II.7.

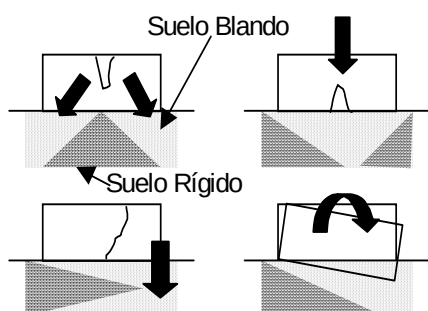


Figura II.7

II.4.1. Asentamientos

Al estudiar los asentamientos de una estructura, existen diversos factores a tener en cuenta:

- Tiempo
- Tipología
- Magnitud
- Asentamientos admisibles

Tiempo

- a) Inmediato: es el que se produce en forma prácticamente simultánea con la aplicación de las cargas. Aparece generalmente en arenas y arcillas.
- b) Diferido: debido a la consolidación es decir la transferencia de presiones neutras a efectivas a lo largo de un tiempo más o menos prolongado. Se distingue la consolidación primaria y la secundaria (mucho más lenta). Se

produce fundamentalmente en arcillas saturadas.

Tipología

- a) Por la dirección: pueden ser deformaciones verticales, giros, desplazamientos horizontales, etc.
- b) Relación con la estructura: estos pueden ser totales o diferenciales (ver figura II.8). Totales (S) son los que se refieren a su magnitud respecto de la estructura original, y diferenciales (Δ) se refieren al asentamiento entre dos puntos de la estructura deformada. La distorsión (β) es la relación entre el asentamiento relativo y la distancia (L) que separa los dos puntos de la estructura.

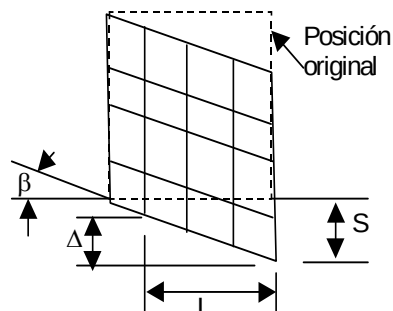


Figura II.8

Magnitud

Los asentamientos pueden calcularse con los métodos desarrollados por la Mecánica de Suelos (ref. 7).

De acuerdo al tipo de suelo, los métodos más habituales son:

- Arenas
Método de Schmertmann.

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot q \cdot \sum_{z=0}^{z=2B} \frac{I_z}{E_i} \Delta_z$$

Donde

S = asentamiento
 C_1 = coef. depende del tiempo
 C_2 = coef. depende de la tapada
 q = presión neta bajo la base
 I_{zi} = coef. de influencia estrato "i"
 Δ_{zi} = espesor del estrato "i"
 E_i = módulo del estrato "i"

- Arcillas (asent. inmediatos)
Método de Jambú.

$$s = \mu_1 \cdot \mu_0 \cdot \frac{q \cdot B}{E_i}$$

Donde:

S = asentamiento
 μ_1 = dep. del esp. del estrato finito
 μ_0 = dep. de la prof. de la base
 q = presión neta bajo la base
 B = ancho de la base
 E = módulo elástico no drenado

- Arcillas saturadas (asent. diferidos)
Ensayos edométricos.

$$s = \sum_{i=1}^i \frac{\Delta e_i}{(1 + e_o)_i} \cdot \Delta_{zi}$$

Donde:

S = asentamiento
 $\Delta_{ei} = e_o - e_i$ (var. de rel de vacios)
 e_{oi} = rel. de vacios inicial
 Δ_{zi} = espesor del estrato "i"

No se entra en mayores detalles pues estos métodos exceden los alcances de la presente publicación.

Asentamientos admisibles

Existen criterios de admisibilidad basados en las distorsiones angulares (defor-

maciones relativas) y otros en los asentamientos totales, pero siempre referidos a un tipo de estructura particular. A modo de ejemplo se transcribe una tabla de la norma TGL (ex Alemania Oriental) y una tabla basada en la distorsión angular según diversos autores (ref. 10):

Tabla 1
(TGL 11464 - s[cm])

Tipo de estructura	Arena Compacta	Arcilla plástica
Retícula de H.A. o acero arriostrada	2,5	4,0
Retícula hiperestática de H.A. ó Acero	3,0	5,0
Estructura isostática de H.A. ó Acero	5,0	8,0
Muros de carga simples	2,5	4,0
Muros de carga zonchados	3,0	5,0

Tabla 2
(Límites de seguridad según varios autores)

Estructura	Sowers	Bjerrum	Meyerhof
Muros de contención	--	--	1/100
Retíc. De H.A. y Ao.	1/250 1/400	1/600	1/250
Tabiques retículas	--	1/300	1/500
Muros de carga	--	--	1/2500

Como puede verse en las tablas, las estructuras isostáticas admiten distorsiones y asentamientos totales mayores que las hiperestáticas, siendo los muros de mampostería y los tabiques los elementos más sensibles ante los asentamientos.

II.4.2. Capacidad de carga

En etapa de diseño, y para realizar una estimación expeditiva de la capacidad de carga, pueden emplearse fórmulas empíricas basadas en el número de golpes (N_{SPT}), del ensayo de penetración (SPT). Estas fórmulas garantizan asentamientos compatibles con las estructuras (ref. 11).

Para fundaciones poco profundas las relaciones son:

Suelos arenosos

$$\sigma_{adm} [t / m^2] \cong N_{SPT}$$

Suelos limosos o arcillosos:

$$\sigma_{adm} [t / m^2] \cong 0,75.N_{SPT}$$

Si se trata de fundaciones profundas, pueden emplearse las formulas siguientes:

Capacidad friccional

$$\sigma_{fricción adm} [t / m^2] \cong \left[\left(\frac{N_{SPT}}{3} \right) + 1 \right] / 1,3$$

Capacidad de punta

$$\sigma_{punta adm} [t / m^2] \cong \frac{\psi.N_{SPT}}{\beta.\eta}$$

Donde :

ψ = coef. que depende del tipo de suelo

β = coef. que depende del tipo de pilote

η = coeficiente de seguridad

Algunos valores de estos coeficientes se indican en las tablas 3 y 4.

Tabla 3

Suelo	Arenas Gruesas	Arenas finas	Limos arenosos	Arcillas
ψ	40	30	20	12

Tabla 4

Tipo de pilote	β	η
Excavado	3	4
Hincado	1	2

II.5. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Todos los ensayos descriptos, tanto de laboratorio y de campaña, culminan en un Informe Geotécnico, el cual para servir a su finalidad debe tener una serie de contenidos mínimos y haber sido planificado adecuadamente.

a) Contenidos del Informe Geotécnico

Todo Informe Geotécnico debe contar con tres partes esenciales, una parte descriptiva, una parte de análisis y una parte conclusiva (ref. 7).

- Aspectos Descriptivos: En esta sección se indican las generalidades mas importantes de la obra, los antecedentes consultados y las tareas de campo y laboratorio llevadas a cabo.
- Aspectos de Análisis: Deben considerar un encuadre geológico, el análisis geotécnico del perfil de suelos encontrado a la luz de la obra a construir, con todas lo que ello implica a la hora de tomar decisiones de proyecto.

- Aspectos Conclusivos: Se refieren a las Conclusiones y Recomendaciones, que deben tener en cuenta el proyectista y el constructor a la hora de diseñar y materializar la obra en cuestión.

Generalmente este informe lleva una serie de anexos, con croquis de ubicación, perfiles de las perforaciones, gráficos de ensayos, etc., y toda otra información que se considere útil para el proyectista o constructor.

b) Planificación del Estudio Geotécnico

Esta planificación debe tomar en cuenta la cantidad de sondeos a realizar, la ubicación de los mismos en el predio, la profundidad que deben alcanzar y los ensayos de campo y laboratorio que se deberán realizar para alcanzar los objetivos del estudio (ref. 7).

El número de sondeos, además de la cantidad y calidad de los ensayos a realizar, dependen del grado de alcance del proyecto. Los más someros son los de anteproyecto y los más afinados son los de proyecto ejecutivo.

En el caso de obras de arquitectura convencionales, estos estudios afectan un solo lote (viviendas, edificios) o un área de varios lotes (barrios, urbanizaciones).

En el primer caso, para lotes urbanos de reducidas dimensiones, conviene no realizar menos de dos sondeos siempre que se tengan suficientes antecedentes cercanos. Si estos antecedentes no existieran o el lote es de mayores dimensiones, nunca conviene realizar menos de tres sondeos.

Para urbanizaciones, la cantidad de sondeos mínima es de tres aumentándose la cantidad a razón de uno o dos sondeos por hectárea. La ubicación en planta de los sondeos, depende de dos factores, uno es la planta de

la obra a construir y otro es la topografía del lugar o los antecedentes de zonas con problemas especiales.

Siempre es recomendable realizar algún sondeo en las zonas más cargadas, o con presencia de singularidades como sótanos o cambios de estructura.

Así mismo conviene ubicar más sondeos donde se tengan antecedentes de problemas particulares con los suelos o en zonas de topografía más abrupta ya que en general en estas zonas los perfiles son más cambiantes.

En cuanto a la profundidad a estudiar, la misma depende de los antecedentes de la zona, del tipo de suelo que es factible encontrar, y la cota de fundación a la que se espera fundar. Es conveniente que los sondeos alcancen profundidades no menores que 2 o 3 veces el ancho de la fundación por debajo de la posible cota de apoyo.

Como ya se ha dicho, los ensayos de campo y laboratorio dependerán de los suelos hallados y los parámetros que se desearan obtener.

II.6. EL VALLE DEL RIO SUQUIA

La actual ciudad de Córdoba, Argentina, se encuentra emplazada en el valle y las terrazas laterales del Río Suquia.

Desde el siglo XIX (ref. 4), existen descripciones y estudios geológicos de este valle, y en artículos recientes (refs. 5 y 6) se han publicado mapas geotécnicos de la ciudad basados en datos de estudios de suelos llevados a cabo en la misma.

La descripción propuesta en este punto tiene la intención de resumir la información citada

de modo de hacerla comprensibles aún para los lectores no especializados.

a) Aspectos geomorfológicos

Toda la llanura por la que hoy discurre el río Suquía esta formada por limos transportados eólicamente y sedimentados sobre la roca del lugar. Esta roca se encuentra profundidades de entre 150 y 400 metros.

Según algunos autores (ref. 7) la roca basal, en coincidencia con la traza del río Suquía, presenta una falla con dirección Este Oeste, que provoca un escalón en la misma. Por ello en la zona Centro y Norte de la ciudad la roca se halla a una profundidad de entre 150 y 200 metros, mientras que en el Sur la misma se ubica a más de 300 y hasta 400 metros de profundidad.

Por tratarse de una región semiárida de clima continental, el nivel freático se encuentra a grandes profundidades en general más de 15,00 metros, fuera del cauce actual del río Suquía.

Los primeros metros de estos limos eólicos presentan características colapsables ya que nunca han sido alterados por acción del agua, en algunos puntos este espesor puede superar los 25,00 metros.

Por debajo de estas profundidades se encuentran horizontes de arenas gruesas de varios metros de espesor. Los limos por debajo de los horizontes arenosos son preconsolidados o cementados, por lo que son materiales estables.

Toda esta llanura se vio erosionada por la acción del río, el que corre en dirección Este Oeste. En períodos geológicos pretéritos el río se ubicaba más al norte de su curso actual, en coincidencia con el límite Norte de

su valle de erosión, (calle Jerónimo Luis de Cabrera) y se fue desplazando hacia el sur, hasta su cauce actual.

En este desplazamiento el río erosionó los limos superiores y depositó arenas gruesas compactándolas por sucesivos aportes y erosiones durante las crecidas estacionales.

Los sectores ubicados al Sur, fuera del valle del Río Suquía, y al Norte de calle J. L. De Cabrera, por el contrario nunca fueron alterados por un curso de agua importante, por lo que, en general, los limos ubicados en ellos son vírgenes y mantienen sus características colapsable.

En estas zonas se encuentran a profundidades variables, dependiendo de su ubicación geográfica, estratos de arenas producto de la deposición fluvial, de los afluentes estacionales del río Suquía.

Estos afluentes tienen en general orientación Sur Norte interceptando transversalmente las terrazas de la orilla Sur del valle del río, entre Boulevard San Juan y calle Peredo aproximadamente.

En estas intercepciones se formaron cañadones o barrancas, que fueron aprovechadas por los primeros pobladores para establecer los caminos de acceso a los altos de la ciudad y se transformaron en la actuales calles.

Al urbanizarse este sector (Nueva Córdoba), se rellenaron algunos de estos cañadones suavizando la topografía original.

b) Aspectos geotécnicos

Desde el punto de vista del suelo, como material vinculado a las obras de arquitectura, puede resumirse lo anterior

diciendo que existen tres grandes zonas en la ciudad, ellas son:

- Llanuras al Sur y Norte del valle del Río.
- El valle del Río Suquía.
- Las barrancas en el borde Sur del valle.

Llanuras Sur y Norte: Se hallan al Norte de calle J.L. de Cabrera y al Sur de Av. Poeta Lugones - Olmos. Están formadas por suelos limosos eólicos. Estos materiales son colapsables con espesores de más de 15,00 metros en promedio. En general requieren de fundaciones profundas o en algunos casos fundaciones superficiales asumiendo los riesgos que ello implica ante eventuales humedecimientos.

Valle del Río Suquia: Entre las calles antes indicadas y a lo largo del río. Esta zona presenta materiales de deposición aluvional fruto de las avenidas estacionales y el divagar del río por su llanura de inundación. Debajo de pocos metros de limos arenosos redepositados fluvialmente se encuentran suelos gruesos compactos o arcillas preconsolidadas. Estos materiales son adecuados para fundar obras de arquitectura aún con cargas muy elevadas. El tipo de fundación depende de la profundidad a la que se encuentren.

Barrancas al sur del Río: Es una zona de transición entre los altos del sur y el valle aluvional. Se ubica entre Av. Poeta Lugones - A. Olmos y el Bvd. San Juan. Se encuentran gran cantidad de cañadones algunos de ellos rellenos en tiempos recientes. Por debajo de una cubierta de limos arenosos colapsables se ubican estratos de arenas gruesas aptos para fundar obras de arquitectura. La profundidad de estos mantos es muy variable así como su

compacidad, pero en general se requiere de fundaciones profundas.

II.6. RESUMEN DEL CAPITULO

- 1) Los suelos y las rocas se pueden clasificar de diversas formas. Según su formación, resistencia, estabilidad interna, uso, relación con las fundaciones, etc.
- 2) Simplificadamente se puede hablar de suelos gruesos friccionales y suelos finos cohesivos.
- 3) Algunos suelos metaestables, como los colapsables son comunes en nuestro medio.
- 4) Estos suelos requieren de tratamientos especiales de las fundaciones y las obras a construir sobre ellos.
- 5) El conocimiento de los suelos en una determinada región permite confeccionar mapas o cartas geotécnicas que son de ayuda para estimar los estudios a realizar en una obra y un sitio determinado.
- 6) Existen ensayos geotécnicos de campo y de laboratorio. Dentro de los primeros los más usuales son los de penetración (SPT o DPSH). Los de laboratorio permiten conocer parámetros y características del suelo.
- 7) Todo estudio geotécnico debe concluir con un Informe Geotécnico, que deberá contemplar aspectos descriptivos, analíticos y conclusivos.
- 8) Para llegar a buen fin el estudio geotécnico debe estar correctamente planificado, contemplando, cantidad de sondeos, ubicación de los mismos, su profundidad y los ensayos a realizar tanto en campo como laboratorio.

II.7. CONCLUSIONES

Para poder evaluar los condicionantes impuestos a un proyecto arquitectónico por el suelo en un sitio determinado es indispensable conocer sus características físico químicas.

Para ello se ejecutan estudios geotécnicos, los que deben finalizar con un Informe que sirva de guía al proyectista y/o constructor en el desarrollo de la obra de arquitectura.

En el capítulo se establecen las bases y el lenguaje técnico elemental para que el diseñador de una obra de arquitectura pueda comunicarse con el experto geotécnico y pueda interactuar con el mismo a fin de optimizar las soluciones proyectuales.

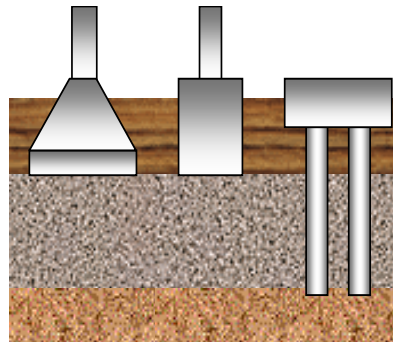
II.8. REFERENCIAS

- 1) Bowles, J. - Propiedades geofísicas de los suelos - Mc Graw Hill, 1982.
- 2) Geotecnia I - Apunte de cátedra. UNC, 2000.
- 3) Pirovano, J. - Fundaciones - Boletín de la Academia Nacional de Ciencias, Buenos Aires, 1876.
- 4) Bondembender, C - La cuenca del valle del río Primero en Córdoba - Bol. de la Academia Nacional de Ciencias, Córdoba, 1890.
- 5) Reginato, R. - Propiedades mecánicas de algunos suelos de la ciudad de Córdoba, Memorias del II RAMSIF, Córdoba, 1970.
- 6) Rocca, R., - Carta geotécnica de Córdoba - Actas de la ASAGAI, Córdoba, 1995.
- 7) Geotecnia II - Apunte de Cátedra - UNC, 2003.
- 8) Terzariol, R. - Comparación entre ensayos "in situ" en suelos loessicos - Memorias del GT96, Córdoba, 1996.
- 9) Fuente, A., Abona, G. - Correlaciones entre resultados de Ensayos de Penetración en suelos locales - Tesis de Grado - UNC, inédito, 2003.
- 10) Rodriguez Ortiz, J.M. et al "Curso aplicado de cimentaciones" - COAM - 1980
- 11) Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoría e prática" - Ed. Pini - 1999

EL SUELO COMO CONDICIONANTE DEL DISEÑO
Ing. Roberto Terzariol

CAPÍTULO 3

"LAS FUNDACIONES"



III.1. GENERALIDADES

Las fundaciones son un condicionante de diseño y en especial su metodología constructiva.

Esta metodología influye doblemente. Por una parte, la capacidad de carga de las fundaciones depende su construcción determinando las dimensiones de las mismas, y por otra, las metodologías y los equipos necesarios para su materialización requieren de dimensiones mínimas y espacios de trabajo muy que finalmente condicionan el diseño.

III.2. TIPOS DE FUNDACIONES

Existen básicamente dos tipos de fundaciones, a las que eventualmente puede sumarse un tercer tipo.

La división más elemental separa a las fundaciones en superficiales o directas y profundas o indirectas. La separación entre ambas no es una línea claramente definida, sino que existe una zona de transición, donde aparece un tercer grupo denominado fundaciones semi-profundas (ref. 4). En la figura III.1, se aprecia esquemáticamente esta división.

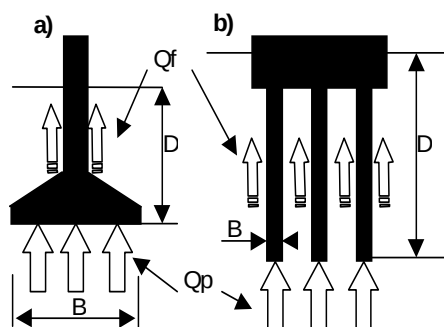


Figura III.1

La figura III.1.a, esquematiza una fundación superficial o directa, mientras que en la III.1.b, una fundación profunda o indirecta.

Lo que las diferencia entre sí, es una combinación entre profundidad relativa (D/B) y forma de trabajo (Q_p y Q_f).

En cuanto a la forma de trabajo, todo tipo de fundación sometida a una carga externa reaccionará, por estar embebida en el suelo, mediante fuerzas friccionales (Q_f) a lo largo de la superficie lateral y fuerzas de punta (Q_p) actuando en la superficie de la base.

En general puede decirse que las fundaciones superficiales transmiten la carga al suelo principalmente por la base siendo despreciable la colaboración lateral.

En las fundaciones profundas la fricción lateral, en general, no es despreciable y en algunos casos puede ser más importante que la resistencia de punta, al menos bajo las cargas de servicio.

Todo esto se vincula con la denominada profundidad relativa, ya que fundaciones con una relación entre profundidad y ancho (D/B) menor que 1 ó 2, la colaboración friccional es despreciable. Por su parte cimientos con relaciones $D/B > 5$ con seguridad aportarán una resistencia friccional apreciable, además de la resistencia de punta.

Como puede verse existe un rango de D/B comprendido entre 2 y 5, donde a priori es bastante difícil predecir si la fundación se comportará preponderantemente como directa o indirecta. Estas son las llamadas fundaciones semiprofundas.

Fundaciones superficiales

Dentro de las fundaciones superficiales existen diversos tipos (figura III.2).

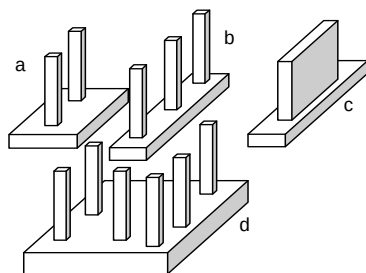


Figura III.2

La figura III.2.a esquematiza una zapata combinada o vinculada para 2 columnas (columnas muy próximas o medianeras), en III.2.b y III.2.c se muestran zapatas corridas o plantillas, bajo columnas, muros o tabiques y por último en III.2.d. se indica una base común para 3 o más columnas y muros no necesariamente alineados, que se denomina platea.

Fundaciones profundas

Las fundaciones profundas se diferencian entre sí por los modos de construcción. En general todas se denominan pilotes, independientemente de su sección transversal, aunque en la práctica habitual persistan otras denominaciones (pozos romanos, pilotines, etc.) para algunos tipos de pilotes, pero que en rigor no encuentran justificativos técnicos.

Básicamente existen pilotes excavados y luego hormigonados in situ (con o sin ensanche inferior, encamisados, en seco, bajo agua, etc.) y pilotes prefabricados (madera, metal, hormigón) y luego hincados in situ. La capacidad de carga de unos y otras difiere sustancialmente. En la figura

III.3 se esquematizan algunas de estas soluciones.

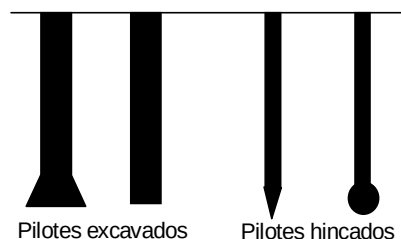
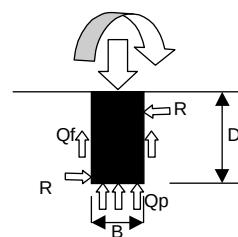


Figura III.3

Fundaciones semiprofundas

En éstas pueden ser dominantes otros esfuerzos, además de las cargas gravitatorias, como ser los esfuerzos de



vuelco,

Figura III.4

En la figura III.4, se esquematiza este tipo de fundación.

Aparecen reacciones laterales debidas al empuje pasivo, para lograr el equilibrio.

Estas fundaciones se dan en estructuras especiales de obras de Ingeniería, tales como líneas de alta tensión, elementos prefabricados, etc., por lo que no son de interés para obras de Arquitectura convencionales.

III.3. FUNDACIONES SUPERFICIALES

Desde el punto de vista de su comportamiento estructural las fundaciones superficiales pueden dividirse en:

- Rígidas
- Semi rígidas
- Flexibles

Dado que la fundación es el elemento de interacción entre estructura y suelo, la rigidez o flexibilidad de una fundación no es una definición absoluta, sino una cuestión relativa entre la rigidez de la fundación misma y la deformabilidad del suelo o roca sobre el que está apoyada (ref. 2 y 3).

Para ello se intentará ejemplificarlas de una manera sencilla (fig. III.5).

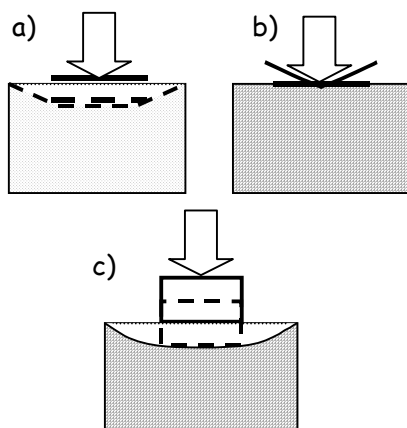


Figura III.5

Si se aplica una fuerza en el centro de un disco de chapa, por ejemplo la tapa de una lata de fruta en conserva, que se apoya sobre una masa blanda, por ejemplo gelatina expuesta al calor, esa lata descenderá de manera mas o menos uniforme dentro de la gelatina (figura III.5.a). En ese caso las deformaciones diferenciales son prácticamente nulas y por ende las tensiones en

el suelo serán aproximadamente uniformes. Esa fundación se ha comportado como rígida.

Si ahora (figura III.5.b), la carga se aplica sobre el mismo disco pero sobre una superficie de roca, se podrá observar que los bordes del disco tienden a levantarse, quedando en contacto, una superficie relativamente pequeña, concentrando las tensiones en esa zona, haciendo que las mismas no sean uniformes en todo el disco. Esta fundación es flexible.

Finalmente si se aplica la carga sobre un disco de acero de gran espesor (figura III.5.c), este descenderá en forma prácticamente uniforme independientemente del tipo de material sobre el que esté apoyado. Esta fundación es rígida.

Es decir que el disco se comportaba como rígido apoyado sobre un material blando y como flexible si se apoyaba sobre un material más duro. Pero si el disco es suficientemente alto respecto a su diámetro se comporta en forma prácticamente rígida sobre cualquier material en que esté apoyado.

Puede decirse, en forma simplificada, que para bases de hormigón armado y para la mayoría de los suelos y rocas sobre los que pueden apoyar obras de arquitectura (ref.5), la división entre fundaciones rígidas y flexibles se da fundamentalmente por la relación dimensional entre altura y longitud de voladizo de la base (figura III.6).

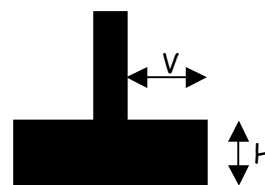


Figura III.6.

Si:

$V/H < 0,5 \rightarrow$ rígida

$0,5 < V/H < 2 \rightarrow$ semirígida

$2 < V/H \rightarrow$ flexible

En las bases rígidas y semirígidas las deformaciones son uniformes, mientras que en las flexibles las deformaciones y las tensiones en el suelo de fundación son variables.

III.3.1. Fundaciones rígidas y semi-rígidas

Se diferencian entre sí fundamen-talmente por sus esfuerzos internos. Es decir por la aparición o no de esfuerzos de tracción en las mismas.

Fundaciones rígidas

Debido a su muy pequeña esbeltez prácticamente toda la base está comprimida y no aparecen tensiones de tracción importantes y por lo tanto en general no son necesarias armaduras dentro del hormigón (ref. 4).

El caso más común de este tipo de fundaciones, son los cimientos corridos de hormigón ciclópeo bajo muros de viviendas, que se designan habitual-mente como "cimientos comunes".

Las cargas que soportan estos cimientos, por lo general, son bajas y por ello las dimensiones de los mismos no responden a cuestiones de cálculo tensional sino a razones constructivas o de diseño.

La profundidad mínima está dada por el paso de las cañerías cloacales, por la posibilidad de heladas superficiales, o por la existencia de cañerías enterradas en las veredas. En

general se adopta como mínimo 80 cm de profundidad.

El ancho mínimo depende del ancho del muro que se va a fundar y de los elementos que se emplearán para excavar (palas, etc.). Se adopta generalmente un ancho de cimiento igual al ancho del muro más 10 cm de cada lado, con un valor mínimo de 45 cm. Habitualmente este ancho varía entre 50 y 60 cm.

En la figura III.7., se esquematizan dos alternativas constructivas de cimientos comunes.

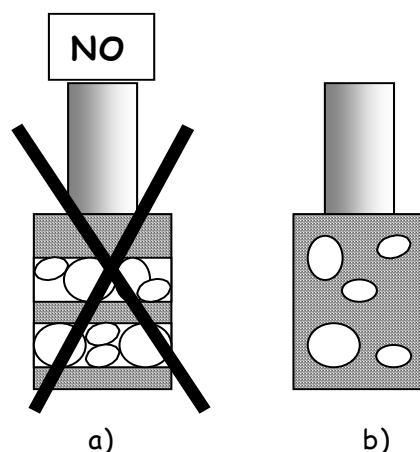


Figura III.7

La figura III.7.a), muestra un cimiento común MAL CONSTRUIDO. El mismo se ha realizado en capas sucesivas de mortero, generalmente de cal y arena, sobre el cual se ha volcado piedra bola o rodados de más de 10 cm de diámetro. Algunos constructores asumen que en estas condiciones el mortero penetra en la capa de piedra formando un hormigón "ciclópeo".

La realidad es que el mortero no penetra en la capa de piedras o bien estas no se incorporan a las capas de mortero, quedando

do un sándwich que presenta un muy mal comportamiento estructural.

Si a esto se suma el hecho que el mortero de cal no endurece sin contacto con el aire, se observa que el comportamiento de estas fundaciones es totalmente inadecuado y es la causa de muchos daños en viviendas, cuando se combinan con suelos colapsables.

Por su parte la figura III.7.b), muestra un cimientado de hormigón verdadera-mente ciclópeo, es decir con piedras inmersas en una masa de mortero de cemento, arena y grava. En este caso el comportamiento es muy superior al anterior aún en caso de colapso parcial del suelo de fundación.

Fundaciones semirígidas

En estas bases, al ser más esbeltas que las anteriores, aparecen esfuerzos de tracción importantes que deben ser absorbidos por armaduras de acero.

Es el caso típico de bases para columnas de edificios. Estas bases pueden ser aisladas, vinculadas, combinadas, medianeras, esquineras, corridas, etc. La condición dominante es que deben ser suficientemente rígidas frente al suelo, para producir en el mismo un estado tensional aproximadamente uniforme (ref. 4 y 5).

El diseño de estos elementos de fundación responde a cuestiones de cálculo, de modo de garantizar que las tensiones en el suelo no provoquen asentamientos incompatibles con la estructura, que no haya deformaciones diferenciales entre bases y que el hormigón con que han sido construidas resista los esfuerzos internos.

Pese a ello existen algunas restricciones de tipo constructivo, como ser que:

- Tengan un talón de al menos 20 cm.
- La parte superior tenga un ancho 5 cm mayor que la columna a fundar.
- El ángulo de inclinación de la base no supere al ángulo de reposo del hormigón fresco, para evitar encofrados.
- Tengan un recubrimiento de la armadura inferior, no menor a 5 cm.
- Que dicha armadura no sea de diámetros superiores a 12 mm, para controlar la fisuración y no menores a 8 mm, para que no sean fácilmente corroibles si existe fisuración.

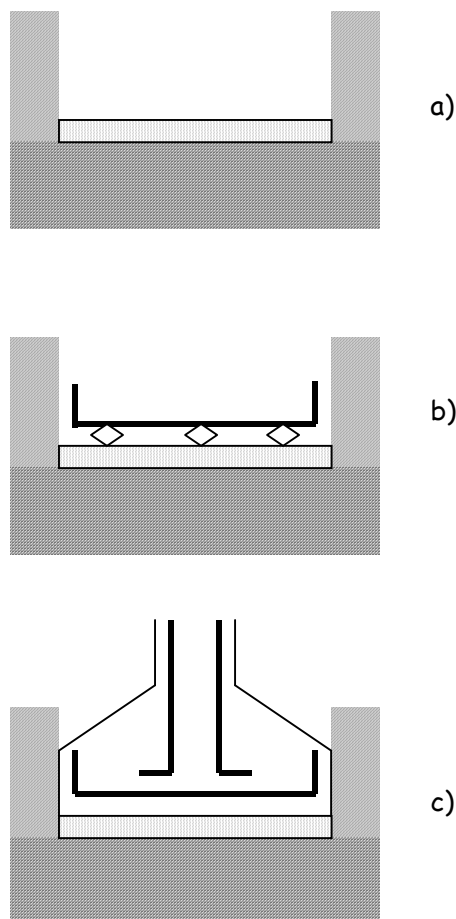


Figura III.8.

Las etapas constructivas de una zapata aislada pueden verse en la figura III.8.

Los pasos constructivos pueden resumirse en:

- Excavar hasta el material de fundación, con las dimensiones según cálculo, y colocar una capa de hormigón de limpieza de 5 cm de espesor (fig. III.8.a).
- Colocar separadores de al menos 5 cm de alto, sobre los cuales apoyar la parrilla de armadura inferior (fig. III.8.b).
- Posicionar la armadura de arranque de la columna y comenzar el llenado con hormigón respetando los requerimientos indicados anteriormente (fig. III.8.c).

Salvo pequeñas adaptaciones en cada caso la construcción de los otros tipos de fundaciones semirígidas, se encuentra comprendida en los pasos descriptos.

III.3.2. Fundaciones flexibles

Los casos típicos de estas fundaciones son las plantillas y las plateas (ref. 2).

Las primeras son zapata corridas, muy esbeltas, bajo una línea de columnas o bajo un muro y las segundas son losas que unen entre sí, a todas, o a un grupo, de columnas de la edificación.

Constructivamente dentro de las plateas existen diversos tipos (figura III.9), tales como:

- Macizas de altura constante (fig. III.9.a)
- Macizas con capiteles superiores o inferiores, bajo las columnas (fig. III.9.b y c)

- Nervuradas o alivianadas (fig. III.9.d)

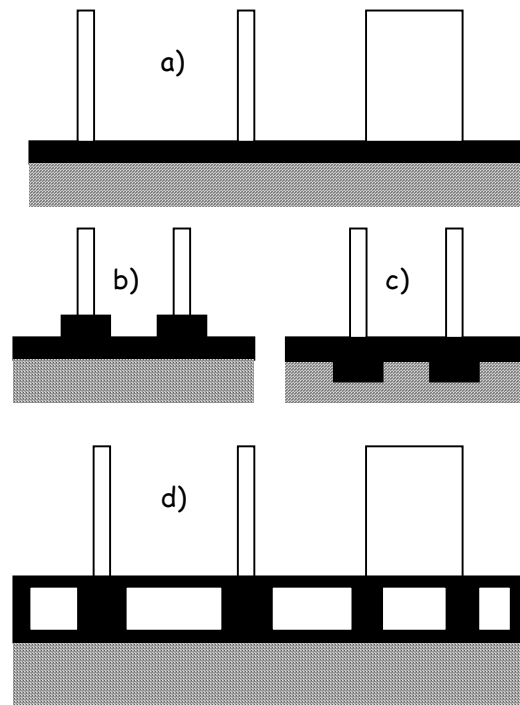


Figura III.9

Desde el punto de vista de su construcción, los pasos básicos son los mismos que se indicaron para las fundaciones rígidas o semirígidas, con algunas particularidades, como ser:

- Si el tamaño de la platea implica volúmenes de hormigón muy grandes debe pensarse en hormigonar por etapas cuidando que la platea no pierda su monolitismo.
- Siempre es conveniente compactar el suelo natural bajo la fundación.
- En ciertos casos conviene levantar el nivel de apoyo de estas fundaciones, colocando una capa de suelo compactado bajo las mismas.
- Esta capa no debe ser menor de 30 cm y construida en dos etapas de 15 cm cada una. Cada capa debe tener una compactación superior al 98%

del valor obtenido en el ensayo Proctor.

- Si el nivel freático está por encima de la platea, debajo de la misma se deberá colocar una capa de material muy permeable (p.ej. grava arenosa) para que sirva de drenaje.
- Se deberán prever los pozos y drenes de desagote cuando la platea se encuentre en un subsuelo.

Los tamaños de armaduras, los espesores y dimensiones mínimas y los cuidados constructivos generales son los mismos que se han enunciado para las otras fundaciones superficiales.

III.4. FUNDACIONES PROFUNDAS

Las fundaciones profundas pueden clasificarse de diferentes modos, de acuerdo a que aspecto se tenga en cuenta.

Algunos de los criterios a emplear para diferenciar estas fundaciones pueden ser:

- Materiales constitutivos
- Forma de trabajo
- Metodología constructiva

En realidad estos aspectos se encuentran vinculados entre sí porque los materiales empleados tienen relación directa con el proceso constructivo y con su forma de trabajo.

III.4.1. Materiales constitutivos

Básicamente los materiales para construir fundaciones profundas son tres:

- Madera
- Acero
- Hormigón simple y armado

Se analizará cada uno de ellos.

Madera

Estos son los pilotes más antiguos desde que se tiene referencia y se usan todavía en la actualidad.

Desde la prehistoria el hombre a construido viviendas en proximidades de ríos, lagos y mares y la forma de evitar las inundaciones por las fluctuaciones del nivel de estas aguas, fue levantar las viviendas sobre "palafitos". Estos palafitos no son otra cosa que pilotes de madera clavados en el subsuelo blando hasta que no penetren más, y que se continúan en superficie por encima del nivel de las aguas altas.

Los Romanos hicieron un uso intensivo de estos pilotes de madera, hincándolos para fundar puentes, acueductos y compactar el suelo debajo de algunas de sus "vias" (caminos) cuando pasaban por zonas de suelos blandos o anegadizos. Para su famoso cruce del río Rin, Julio Cesar, construyó un viaducto hincando pilotes de madera a media que avanzaba a través del cauce del río. Algunas de estas obras aún están en servicio, sin problemas de fundación.

El uso de estos pilotes continuó en el medioevo, el renacimiento y hasta el siglo XVIII, prácticamente como pilote estandar. Los edificios y puentes de las ciudades de Holanda y Venecia son ejemplos de ellas.

En el siglo XIX, tuvieron una fuerte competencia por los pilotes metálicos y hacia fines de ese siglo y durante el siglo XX, por los elementos de hormigón.

Si bien en la actualidad aún se usan, sobre todo en países que son grandes productores de madera, en el resto del mundo su empleo ha ido decreciendo. En nuestro país se pueden observar muchos de estos pilotes en los muelles de las riberas de los ríos del litoral.

Para penetrar en el suelo necesariamente deben ser hincados, por lo que podría decirse que desde el punto de vista constructivo son pilotes prefabricados e hincados. Desde la forma de trabajo pueden actuar por fricción, por punta o combinados de acuerdo al tipo de suelo. En general son de sección circular o cuadrados.

Algunas ventajas e inconvenientes son las siguientes:

Ventajas:

- Economía de transporte.
- Costo relativamente bajo en países productores de madera.
- Fáciles de empalmar.
- Fáciles de hincar en el suelo.
- Son perdurables si están siempre bajo agua o en seco.
- Requieren equipamiento poco sofisticado, en especial en zonas de difícil acceso.

Inconvenientes:

- Su longitud depende del árbol.
- Deben ser de madera dura.
- Los empalmes son puntos débiles.
- Tiene baja capacidad de carga individual.
- Pueden ser atacados por insectos.
- Se degradan en zonas sometidas a ciclos de humedecimiento y secado.
- Deben ser protegidos de los ataques y el fuego mediante tratamientos adecuados.
- Cuando se hincan en suelos duros la punta inferior debe ser protegida mediante un azuche metálico.
- La cabeza debe zuncharse para resistir los golpes de la hinca.

Metálicos

Durante el siglo XIX, con la producción masiva del hierro y el advenimiento del acero, surgieron estos pilotes como el sustituto de los pilotes de madera.

Originalmente se pensó que al ser un material fabricado por el hombre, podrían construirse de las dimensiones necesarias para cada proyecto y dada su gran resistencia por unidad de superficie, resultarían más económicos que los de madera.

Estas premisas no resultaron totalmente ciertas ya que los procesos de industrialización requieren de estandarizar las dimensiones, y pese a su mayor resistencia, su peso específico es superior al de la madera.

En la actualidad se utilizan en especial en los países con alta producción industrial (EEUU, Japón, Europa, etc.). En nuestro país se emplean esporádicamente para algunas obras especiales o recalces de estructuras.

Desde el punto de vista constructivo y de forma de trabajo, valen las mismas consideraciones que para pilotes de madera.

A modo de ejemplo, algunas ventajas e inconvenientes, son las siguientes:

Ventajas:

- Gran resistencia unitaria
- Fácilmente empalmables
- Pueden penetrar en terrenos duros, incluso rocas blandas.
- Pueden construirse de formas huecas o con rigidizadores laterales.
- Pueden hincarse perfiles simples o compuestos.
- No precisan de refuerzos para atravesar suelos duros.

Inconvenientes:

- Pueden ser atacados (corroídos, oxidados) por el suelo que los rodea.
- Deben ser transportados desde la fábrica hasta la obra.
- Puede ser importante el costo de transporte.
- Deben hincarse en grupos para tomar cargas importantes.
- Suelen ser costosos en países no industrializados.

Hormigón armado o simple

Se tienen algunos antecedentes de pilas o pilotes de gran diámetro contruidos de mampostería para fundar puentes o algunos templos por parte de los Egipcios y los Asirios.

Los Romanos descubrieron como mejorar las cales, adiconando arcillas y calor, creando un cementante primitivo, que endurecía bajo el agua. Este cementante mezclado con arena y piedra forma un nuevo material que hoy conocemos como hormigón. Este material se empleaba para construir pilotes y pilas en terrenos secos y a escasa profundidad.

A partir de fines del siglo XIX y hasta el presente el hormigón sin armar o armado es el material más empleado para la construcción de pilotes.

Si bien su resistencia por unidad de superficie, es inferior a la del acero, su costo es menor por lo que mayores secciones no implican mayores erogaciones. Además con la incorpo-ración de acero de refuerzo se logran importantes economías y ventajas constructivas.

Desde el punto de vista constructivo pueden ser pilotes prefabricados e hincados

(hormigón armado) o bien excavados y hormigonados en el lugar (hormigón armado y hormigón simple). Por su forma de trabajo, pueden trabajar por la punta, por fricción o ambas según el suelo atravesado.

Presentan algunas ventajas e inconvenientes:

Ventajas:

- Pueden ser hincados o excavados.
- Los hincados pueden prefabricarse al pie de obra, eliminando el transporte, y no precisan de fábricas para su producción.
- Los excavados pueden ser colados dentro del suelo excavado son necesidad de moldes y llevar un ensanche inferior para mejorar su capacidad de carga.
- Prácticamente pueden tener las dimensiones estrictamente necesarias según el proyecto.
- Se construyen de grandes diámetros minimizando los grupos de pilotes.
- Pueden reforzarse mediante barras de acero para lograr resistencia a los esfuerzos de hincado, trans-porte y acciones verticales y hori-zontales.
- Son resistentes a la agresión del suelo circundante

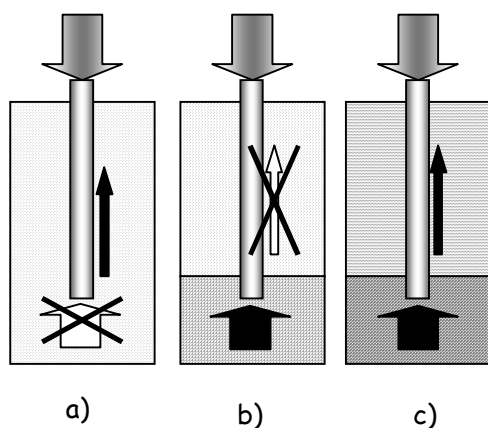
Inconvenientes:

- Los excavados y hormigonados in situ, requieren de técnicas constructivas especiales bajo agua o en suelos desmoronables.
- A los prefabricados no conviene construirlos en tramos de más de 15 metros, para su manipuleo en obra.
- No son tan fáciles de empalmar como los metálicos o de madera.
- En el caso de colarlos in situ, bajo agua, están en contacto con un medio

potencialmente agresivo cuando el material tiene menor resistencia.

III.4.2. Forma de trabajo

En principio pueden dividirse en pilotes que trabajan de punta, por fricción o ambas simultáneamente (fig. III.10).



F
figura III.10

Esta división no es absoluta ya que al estar el pilote inmerso en el suelo, es imposible que no actúen las dos fuerzas resistentes, pero una de las dos predomina sobre la otra (ref. 8).

El pilote de la figura III.10.a), está inmerso en un suelo blando en toda su longitud y que se extiende aún por debajo de la punta del pilote. El suelo blando aporta carga de punta, pero como el área de contacto es pequeña y su resistencia baja, esta carga es despreciable frente a la fricción.

En la figura III.10.b), se esquematiza un pilote de punta. Puede ser un pilote apoyado sobre roca, atravesando una capa de suelo blando. En este caso el aporte de la fricción es despreciable frente a la carga que puede tomar la base del pilote. Sobre todo por la diferencia de rigidez entre estos dos materiales.

Por último los pilotes que trabajan tanto por fricción como de punta están esquematizados en la figura III.10.c). Es el caso más común en los pilotes, tanto excavados como hincados, donde ni la colaboración de punta ni la friccional pueden despreciarse para cuantificar la capacidad de carga total de la fundación.

En relación a los aspectos constructivos puede decirse que los pilotes hincados tienen un aprovechamiento mayor de ambas resistencias ya que al desplazar el suelo para penetrar en el mismo, desarrollan simultáneamente esas capacidades de carga individuales.

Por su parte los pilotes excavados al extraer el suelo generan una relajación de tensiones que ablanda el suelo, en especial el de la base, por lo que el aprovechamiento es menor en la resistencia de punta frente a la friccional. Siempre debe considerarse que estos fenómenos dependen de las rigideces relativas entre los suelos laterales y los ubicados bajo la punta del pilote.

III.4.3. Metodología constructiva

Desde la óptica de la construcción, las fundaciones profundas pueden dividirse en pilotes de extracción y de desplazamiento del suelo.

Pilotes de extracción

Estos pilotes son los comúnmente denominados excavados y hormigonados in situ. Tiene sección circular, pueden tener ensanche en la base y su longitud depende de la cota de fundación. Los hay de diámetros pequeños (20 cm o más) y gran diámetro (más de 80 cm).

La forma de excavación, puede ser:

- Manual
- Mecánica

Manual: La excavación manual de pilotes (figura III.11), se puede realizar en seco en suelo estable, en seco en suelo desmoronable o bajo agua. Se realizan perforaciones con diámetros mínimos de 60 cm y pueden alcanzar profundidades de varias decenas de metros.

Es la fundación profunda más común en nuestro medio para edificios en zonas de suelos colapsables. Se los denomina en general pozos romanos, pero en otros países reciben diferentes denominaciones (ref. 1), como ser, pozos indios (España), tubuloes (Brasil), pilas (Colombia), shafts (EEUU), etc.

Es un excelente método que garantiza el apoyo de la base.

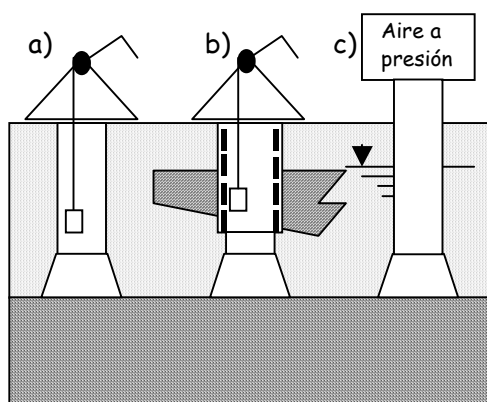


Figura III.11

La excavación en seco, a través de suelo cohesivo (fig. III.11.a), no requiere de entibados ni protecciones especiales, salvo las medidas de seguridad habituales para los operarios, en este tipo de tareas (arnés, cuerda de vida, etc.).

La realizan dos operarios, uno que maneja el torno en la superficie y otro que excava dentro del pozo. El primero sube y baja el

balde de lona con el suelo excavado y el segundo realiza la operación de excavación propiamente dicha. El rendimiento es de aproximadamente 10 metros de profundidad por día. Al llegar a la cota de fundación puede realizarse un ensanche para aumentar el área de la punta. Una vez alcanzada la cota de fundación se introduce la armadura longitudinal y se procede al hormigonado.

Si se atraviesan estratos desmoronables, se puede emplear el mismo sistema, pero entibando la excavación, por ejemplo mediante aros de hormigón (figura III.11.b). Estos aros descienden por su propio peso a medida que se excava debajo de ellos. Una vez superado el estrato desmoronable, se reduce el diámetro de la excavación y se continúa sin entibado. Las demás operaciones se realizan igual que si se trabajase en suelo no desmoronable. En la zona de aros es conveniente despreciar la colaboración friccional.

Para excavar por debajo del nivel freático, si el mismo no puede ser deprimido mediante bombeo, se emplea el método de excavación con aire comprimido (fig. III.11.c). Esta metodología fue propuesta por el francés Pappin en el siglo XVIII, pero se comenzó a emplear a mediados del siglo XIX, especialmente para las fundaciones de puentes. Se introduce un tubo que servirá de revestimiento y en la parte superior del mismo se coloca una cámara de presurización. El método consiste en introducir aire a presión dentro del tubo de excavación. La presión debe ser tal que equilibre la presión del agua exterior, y de ese modo evitar su ingreso a la excavación. En esas condiciones los operarios trabajan al igual que si estuvieran en seco.

La cámara superior sirve para lograr una presurización y despresurización gradual de manera tal de no producir alteraciones

fisológicas en los operarios. Una vez alcanzada la cota de fundación se pueden realizar ensanches y posteriormente bajar la armadura y hormigonar. Hasta mediados del siglo XX se emplearon en algunos edificios de Sao Paulo (Brasil). Su último uso en nuestro país fue en el puente Inter-nacional entre las ciudades de Posadas (Misiones) y Encarnación (Paraguay).

Mecánica

Al igual que la excavación manual la mecánica puede ser en seco en terrenos estables, o en terrenos desmoronables y/o bajo el agua (ref.1 y 4).

Es una técnica que ha ganado terreno en nuestro medio frente a la excavación manual, a medida que sus precios se han reducido producto de la mayor competencia y mecanización.

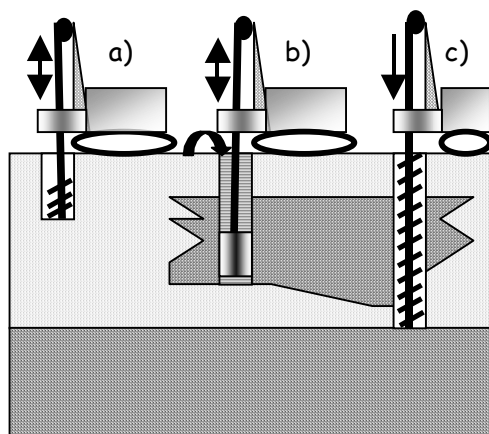


Figura III.12

En la figura III.12, se esquematizan estas fundaciones profundas. Uno de los inconvenientes que tienen es que siempre queda suelo suelto en la base del pilote lo que puede anular la capacidad de carga por la punta. Por ese motivo una vez hormigonado el fuste de estos pilotes se suele inyectar la

base con lechada cementi-cia a presión, para garantizar su apoyo.

La excavación puede ser mediante un barreno o mecha corta, de 1,00 metro de largo aproximadamente (fig. III.12.a), que está unido a una barra, la que va montada en una torre y pasa por un "yugo" que le imprime la rotación. Al rotar la mecha penetra en el terreno y se llena de suelo molido. En este punto se extrae la mecha, se saca el suelo de la misma y se reintroduce para seguir la operación hasta la cota de fundación. Al llegar a la misma si es necesario se puede realizar un ensanche mediante un dispositivo especial. Posteriormente se introduce la armadura y se procede al hormigonado.

Cuando se atraviesan estratos desmoronables o se está bajo el nivel freático, se emplean lodos bentoníticos para evitar que el suelo caiga dentro de la excavación. El equipo de excavación es el mismo o bien en lugar de mechas se pueden emplear baldes con aberturas inferiores (fig. III.12.b).

El lodo bentonítico es una mezcla de bentonita (arcilla) y agua con una densidad de $1,08 \text{ g/cm}^3$ aproximadamente. Este lodo ocupa toda la excavación y tiene las propiedades de no sedimentar durante la excavación, y formar una pasta con el suelo lateral impidiendo su colapso dentro de la excavación. Una vez alcanzado el material de apoyo, se introduce la armadura y luego una cañería interior. Por esta cañería se cuela el hormigón que ingresa de abajo hacia arriba y por su diferente densidad no se mezcla con el lodo, desplazándolo hacia la superficie, y dejando toda la excavación llena de hormigón.

Una alternativa en estos casos, cuando el pilote es de pequeño diámetro o poco profundo, es emplear una mecha continua la que constantemente está llena de suelo

excavado impidiendo el ingreso del suelo lateral (figura III.12.c). Una vez alcanzada la cota de fundación, a medida que se extrae la mecha, se introduce hormigón por la barra central, que es hueca. Al llegar a la superficie queda un pilote de hormigón simple, al que se le puede introducir la armadura mientras está fresco, mediante un vibrador.

Pilotes de desplazamiento

Estos son los comúnmente denominados pilotes hincados. Son pilotes que pueden ser utilizados para atravesar terrenos estables, inestables o bajo el agua sin inconvenientes.

Dado que deben penetrar en el suelo la mayor o menor energía (estática o dinámica), necesaria para lograr dicha penetración es una medida de la capacidad de carga de los mismos.

Se dividen en dos grandes grupos:

- Pilotes prefabricados e hincados.
- Pilotes hincados y hormigonados in situ.

Prefabricados e hincados: Estos pilotes pueden ser metálicos, de madera u hormigón armado y se diferencian en la forma de hincar (fig. III.13).

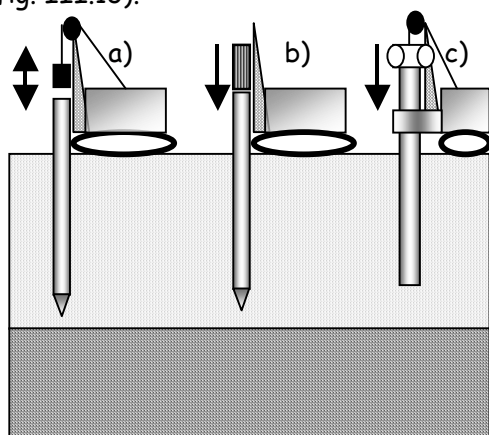


Figura III.13

En la figura III.13.a), se muestra un martillo de caída libre. Se trata de una masa que pende de una roldana, tomada de una torre que también sirve de guía al pilote. La penetración se logra por sucesivos golpes aplicados al pilote. Al llegar a la cota de fundación se controla el "rechazo", que es la penetración máxima para un determinado número de golpes, aplicados por la masa desde una altura de caída preestablecida. Estos equipos se emplean desde la antigüedad y son muy eficientes para suelos blandos y pilotes pequeños o de madera.

Desde comienzos del siglo XX, el método más empleado es utilizar martinetes de hincar (fig. III.13.b). Estos son cilindros diesel o de vapor, dentro de los cuales se mueve un pistón con un émbolo, que en cada ciclo es empujado hacia arriba, por la explosión del combustible (diesel) o por la expansión del fluido (vapor). En los martinetes a vapor la caída del pistón golpea el cilindro y este al pilote. Mientras en los martinetes diesel el cilindro golpea al pistón por reacción durante la explosión del combustible. En la actualidad prácticamente sólo se emplean martinetes diesel.

Una variante de martinete es el empleo de vibradores unidos al pilote (fig. III.13.c). Se trata de un motor con dos masas excéntricas que giran en sentido opuesto. Con esta vibración el pilote se introduce en el suelo. Son más eficientes al atravesar suelos arenosos finos saturados, ya que la vibración produce la licuación del material permitiendo el ingreso del pilote y la compactación del suelo lateral.

Pilotes hincados y hormigonados in situ: La denominación comercial más común de estos pilotes, es "Pilotes Tipo Franki" (Figura III.14), dado que fueron desarrollados a

comienzos del siglo XX por Msr. Frankignoul de la firma Pieux Franki de Bélgica.

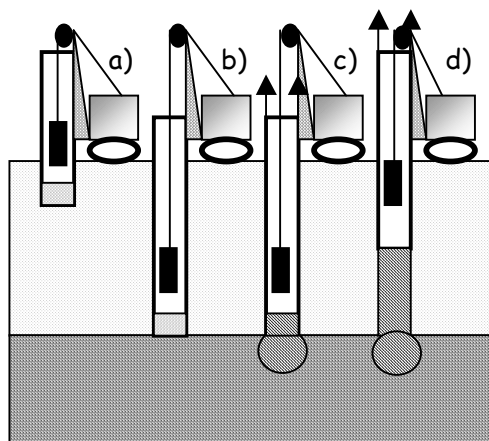


Figura III.10

La secuencia constructiva de estos pilotes es la siguiente (ref. 1 y 4):

- Se coloca un tapón de grava dentro de un caño camisa y se golpea la grava, con un pisón de caída libre, hasta que la misma se adhiere al caño y este comienza a penetrar en el terreno (fig. III.14.a).
- Continúa la hinca hasta la cota de fundación y se controla el rechazo al igual que en los otros tipos de pilotes (fig. III.14.b).
- Una vez garantizada la resistencia necesaria la camisa es tomada por la maquina hincadora y se golpea la grava inferior hasta expulsar el tapón. En ese momento se introduce hormigón seco, el que se compacta con el pilón formando un bulbo inferior (fig. III.14.c).
- Finalmente se introduce la armadura y mientras se extrae la camisa se intruce hormigón seco por capas el que es sucesivamente compactado por golpes de pilón. Esta operación continúa hasta extraer totalmente la camisa y queda el pilote terminado (fig. III.14.d).

En la década de 1960 se fundaron varios edificios y puentes en la ciudad de Córdoba con esta técnica, con un comportamiento muy satisfactorio. En esta ciudad fueron progresivamente reemplazados por los pilotes prefabricados e hincados y los pilotes excavados. En la década de 1980 se empleó esta tecnología para fundar la planta de abastecimiento de agua desde el canal Los Molinos-Córdoba. En las provincias del litoral y Buenos Aires, se lo emplea aún hoy en gran medida, pese a la competencia de los otros tipos de pilotes.

Una variante a este método es introducir la camisa por vibración, colocar la armadura y agregar hormigón, a medida que se extrae la camisa también por vibración. Este pilote no es muy usado en nuestro medio. Existe una gran variedad de metodologías similares o con variantes del pilote Franki, como ser pilotes Express, Strauss, etc., pero ninguna goza de tanta aceptación como los primeros.

III.5. RESUMEN DEL CAPÍTULO

- 1) Se clasifican las fundaciones en superficiales y profundas.
- 2) Las primeras según su rigidez y las segundas, según los materiales, forma de trabajo y métodos constructivos.
- 3) La rigidez de las fundaciones superficiales depende de la interacción entre base y suelo.
- 4) En el caso de fundaciones superficiales rígidas debe cuidarse los métodos constructivos de los llamados cimientos comunes de hormigón ciclópeo de mo de garantizar su funcionamiento estructural.
- 5) En las fundaciones semirígidas y flexibles, deben extremarse los cuidados para garantizar el monolitismo de las

mismas, el recubrimiento de las armaduras y el llenado de los elementos.

- 6) Según los materiales constitutivos los pilotes pueden ser de madera, metálicos y de hormigón armado o simple.
- 7) De acuerdo a la forma de trabajo las fundaciones profundas pueden tomar la carga externa, mediante la fricción lateral, la punta o ambas.
- 8) En función de las metodologías constructivas se dividen, en pilotes de extracción y de desplazamiento.
- 9) Los pilotes de extracción se pueden realizar a mano o mecánicamente. En las dos alternativas se pueden construir en terrenos secos y estables, secos e inestables, o en presencia de agua. Eventualmente se pueden emplear entibados o la ayuda de lodos bentoníticos.
- 10) Los pilotes de desplazamiento pueden ser prefabricados e hincados o hincados y hormigonados in situ. En cada caso existen metodologías constructivas definidas.

III.6. CONCLUSIONES

Una defectuosa construcción de las fundaciones superficiales, trae aparejados problemas de comportamiento estructural, de la obra a proyectar o construir.

Debe tenerse especial cuidado con los cimientos comunes que resultan ser los de mayor uso para viviendas unifamiliares relativamente económicas.

La metodología constructiva de los distintos tipos de pilotes condiciona su capacidad de carga y por ende las dimensiones finales o su deformabilidad.

Las dimensiones de los pilotes y su mayor o menor capacidad de deformarse, bajo cargas

externas, influye en proceso de diseño ya que pueden alterar el tipo de estructura, o el aprovechamiento integral del lote donde se realizará la obra de arquitectura.

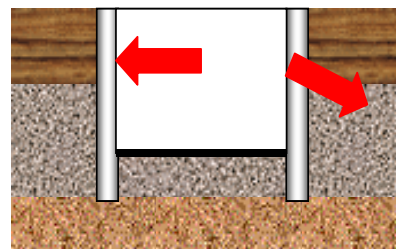
Conocer adecuadamente los procesos constructivos de las fundaciones permite al proyectista, adoptar el sistema más adecuado a su proyecto y prever las limitaciones que cada sistema impone.

III.7. REFERENCIAS

5. Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoria e prática" - Ed. Pini - Brasil, 1999
6. Jimenes Salas, J. et al "Geotecnia y cimientos III" - Ed. Rueda - España, 1980.
7. Cestelli Guidi, C. et al. "Geotecnia técnica delle fondazioni" - Ed. Hoepli - Italia, 1980
8. Cátedra de Geotecnia III - Apunte Teórico Práctico" - U.N.C. - 2000
9. Rodriguez Ortiz, J.M. et al "Curso aplicado de cimentaciones" - COAM - 1980
10. Terzaghi, K. Peck R. Mesri, G. "Soil Mechanics in engineering practice" - Ed. J. Wiley - 1996
11. Dunhan, C. "Cimentaciones de estructuras" -
12. Delgado Vargas, M. "Ingeniería de cimentaciones" - Ed. Alfaomega - 1999
13. Da Costa Nunes, A. "Curso de mecánica dos solos e fundacoes" Ed. Globo - 1956
14. Saran, S. "Analysis and design of substructures" - Ed. Balkema - 1996

CAPÍTULO 4

"LAS EXCAVACIONES Y SUS CONTENCIONES"



IV.1. GENERALIDADES

Las excavaciones para subsuelos y sus estructuras de contención son uno de los principales condicionantes para el diseño arquitectónico.

Este condicionamiento depende del perfil de suelos en el lugar, de la presencia de niveles de agua, del tamaño de la excavación a realizar, de la tecnología constructiva disponible, etc.

Con estos factores es posible definir si es necesario o no entibar la excavación, si ese entibado debe ser definitivo o provisorio, y que metodología constructiva resulta más conveniente para el mismo.

De estos aspectos más el dimensionado del muro surgirán las dimensiones mínimas necesarias para su estabilidad.

Finalmente estas dimensiones de la estructura de contención y los aspectos constructivos de la misma condicionarán el proyecto arquitectónico.

En este capítulo se analizará para distintos tipos de suelo la necesidad o no de entibados y se describirán algunas metodologías constructivas.

IV.2. PERFILES DE SUELO

Para simplificar esta descripción se hará referencia a dos tipos básicos de suelos:

- Cohesivos (arcillas, limos, limos arenosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arcillosos)
- Granulares (arenas finas y gruesas, gravas, rodados)

Los primeros tienen una fuerza interna denominada cohesión que mantiene los

granos unidos entre sí. Los segundos no poseen esta fuerza y sólo se da en ciertas condiciones de humedad por las fuerzas capilares y de tensión superficial que se producen en el interior de su masa.

Suelos cohesivos

La cohesión depende de la compacidad del suelo, de las características físico químicas de los minerales que lo componen, de su cementación, etc.

En general la cohesión es más débil para suelos de grano más grueso (limos y limos arenosos) y es más fuerte para suelos más finos (arcillas y arcillas limosas).

Los suelos cohesivos permiten ciertos niveles de excavación a talud vertical sin entibamiento. La profundidad a excavar sin contención depende de la cohesión.

En forma simplificada la altura máxima a excavar a talud vertical sin necesidad de entibados (ref. 1), para una excavación de grandes dimensiones o de gran desarrollo lineal (zanjas, etc.), se puede expresar por la ecuación:

$$H = \frac{4.C}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad \text{y} \quad K_a = \left(\operatorname{tg} \left[45 - \frac{\varphi}{2} \right] \right)^2$$

Siendo:

C = cohesión del suelos

φ = ángulo de fricción del suelo

γ = peso unitario

K_a = coeficiente de empuje activo

Para los valores habituales de cohesión en los suelos loessicos locales se puede admitir una excavación vertical sin entibados de alrededor de 3,00 metros de profundidad, con suficiente margen de seguridad.

Cuando se supera esa profundidad son necesarios entibados o muros de contención.

Como se dijo esta situación es para excavaciones abiertas o de gran longitud, cuando la excavación tiene un frente pequeño o es cerrada (pozos), se produce un efecto de arco tridimensional y se logran excavaciones superiores a 30 metros sin entibados.

El diseño de los mismos se hace considerando que el suelo actúa sobre ellos mediante una presión horizontal que puede ser constante o variable con la altura dependiendo si el muro está impedido de desplazarse (muros de sótano, pantallas ancladas, etc.) o pueden girar libremente (muros de sostenimiento, estribos de puentes, etc.).

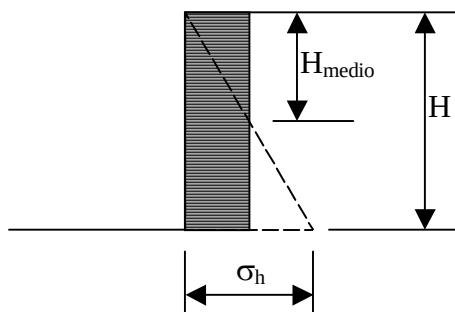


Figura IV.1

Para los muros (figura IV.1), sin desplazamiento el diagrama de empujes puede adoptarse como uniforme y para las profundidades de subsuelos habituales, puede admitirse simplificada (ref. 2) una presión horizontal media igual a:

$$\sigma_h = \gamma \cdot H_{medio} \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Donde:

H_{medio} = altura promedio de la excavación

Para los muros con capacidad de giro se admite un diagrama linealmente creciente con la profundidad (triangular) cuya presión en la base se obtiene con la misma fórmula anterior reemplazando la altura media por la altura total H de la excavación.

Suelos granulares

Dado que los mismos no poseen cohesión no es posible realizar excavaciones verticales sin entibar o proteger las mismas.

En estos suelos también se distingue entre el empuje que se produce sobre los muros impedidos de girar y los de giro libre.

Para los primeros el empuje se asume como uniforme en altura con un valor medio igual a:

$$\sigma_h = \gamma \cdot H_{medio} \cdot K_a$$

Para muros con posibilidad de giro se reemplaza H_{medio} por la altura total.

Con los valores así obtenidos tanto para suelos cohesivos como granulares, se pueden diseñar las estructuras de contención para una obra determinada.

IV.3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Las estructuras de contención pueden dividirse básicamente en dos grandes grupos (ref. 4), las provisionarias y las definitivas.

Estructuras provisionarias

Están constituidas por los entibados, tablestacados o pantallas.

Pueden ser metálicos, de madera, de hormigón o mampostería.

Los de madera están compuestos por tablas o tablones verticales u horizontales que están en contacto con el suelos, tirantes horizontales o verticales, sobre los que descansan las tablas o tablones y puntales sobre los que apoyan los tirantes (figura IV.2).

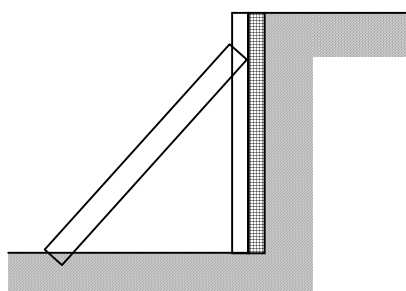


Figura IV.2

Estos puntales pueden apoyarse sobre la pared opuesta si la excavación es angosta o acunarse en el suelo si la distancia al muro opuesto es muy grande.

Su construcción consiste en que a medida que se va excavando se van colocando las tablas y los tirantes se acunán con los puntales a medida que se profundiza.

Las estructuras metálicas se denominan en general tablestacados. En este caso se hincan tablestacas, que son planchas metálicas rigidizadas, previa a comenzar la excavación hasta una profundidad superior a la misma y a medida que se excava se van colocando puntales o anclajes para sostener estas tablestacas.

Por su método constructivo estas tablestacas no pueden colocarse sobre el eje medianero ya que necesitan de espacio para la maquinaria de hinca.

Los anclajes suelen ser problemáticos si invaden el subsuelo de edificios vecinos o afectan el uso público (calles, etc.), se requieren permisos especiales para su ejecución.

En el caso de pantallas, las mismas se realizan antes de la excavación y pueden ser elementos continuos o aislados. Entre los primeros se encuentran los muros o pantallas de hormigón propiamente dichas, mientras que los segundos pueden ser cortinas de pilotes separados entre sí.

La elección de uno u otro sistema depende del tipo de suelo a excavar, y si es posible aprovechar cierta cohesión del mismo aún cuando la misma sea temporal, para que actúe un efecto de arco entre los pilotes que contenga el suelo.

En este caso también es imposible excavar bajo el eje medianero ya que las máquinas de excavación precisan de espacio para su operación. Si el suelo a excavar es desmoronable o existe la presencia de agua, se puede realizar la pantalla mediante el empleo de lodos bentoníticos (ref. 3) que mantiene estables las paredes de la excavación mientras la misma se ejecuta y posteriormente, previa colocación de la armadura, se hormigonan desplazando el hormigón al lodo bentonítico.

A medida que se avanza en la excavación se van construyendo anclajes o apuntalamientos con las mismas limitaciones ya descriptas para los tablestacados.

Las estructuras de madera y metálicas generalmente se extraen una vez que han cumplido su función.

Estructuras definitivas

Las estructuras definitivas se construyen por dentro de las estructuras provisionarias, por lo que además de su espesor se pierde el espacio ocupado por la contención provisoria..

En el caso de pantallas de hormigón o cortinas de pilotes, las mismas pueden ser usadas como parte de la estructura definitiva, lo que redundaría en una economía de obra. En estos casos sólo se hace un muro de terminación o un muro entre pilotes anclado en los mismos.

Si la obra es suficientemente grande como para permitir la excavación provisoria con taludes estables, se puede construir los muros definitivos, en general de hormigón armado sin necesidad de entibados provisionarios (ref. 5).

En este caso se excava toda la profundidad con el talud estable, y posteriormente se llega hasta la ubicación del futuro muro mediante trincheras verticales suficientemente angostas como para no producir desmoronamientos (figura IV.3).

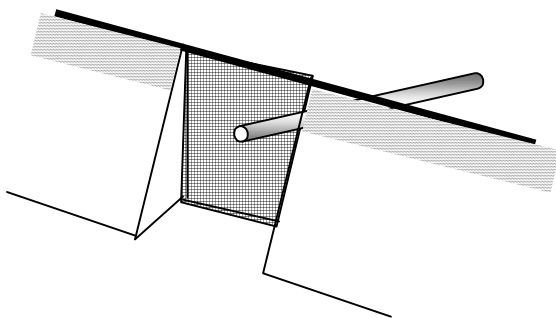


Figura IV.3

Estas trincheras se excavan dejando un espacio entre ellas que se excavará en una segunda etapa una vez construido el muro dentro de las mismas.

Este muro puede ser de mampostería, pero en general es de hormigón armado, dados los esfuerzos a los que estará sometido y para aprovecharlo como soporte de las columnas y losas de entrepiso de la futura obra. Puede anclarse o apuntalarse de ser necesario si su altura lo amerita.

IV.4. RESUMEN DEL CAPITULO

A modo de resumen puede decirse que:

- Los suelos cohesivos admiten cierta profundidad de excavación vertical sin entibados, al menos en etapas constructivas.
- Para los suelos limosos locales puede admitirse que es profundidad es de alrededor de 3,00 metros.
- Los suelos granulares por su parte no admiten excavaciones a talud vertical sin entibados, con un grado suficiente de seguridad.
- Para los muros anclados o apuntalados pueden adoptarse diagramas de empujes uniformes.
- Para los muros libres de girar o desplazarse estos diagramas son linealmente crecientes con la profundidad.
- Existen entibados provisionarios y definitivos. Los primeros pueden ser de madera, metálicos o de hormigón, mientras que los definitivos en general son de hormigón y pueden aprovechar aunque sea parcialmente los entibados provisionarios.
- Si la obra permite excavar con taludes estables no son necesarios entibados provisionarios y el muro definitivo se puede construir en etapas.
- De acuerdo al método constructivo, a la existencia de entibados

provisorios o no, y a los materiales empleados, varía el grado de afectación del proyecto.

- Es posible trabajar con la excavación libre si se construyen anclajes.

IV.5. CONCLUSIONES

Las excavaciones son uno de los condicionantes más significativos para el diseño arquitectónico.

De acuerdo al tipo de suelo y a la profundidad de excavación, este condicionante puede ser más o menos importante.

Si bien existen tecnologías para resolver la mayoría de los problemas habituales en este tipo de obras, las mismas requieren de espacios y resultan en muros y pantallas de un espesor mínimo que interferirá seguramente con la obra proyectada.

Esto debe ser tenido en cuenta por el proyectista a la hora de definir la planta de arquitectura, de modo que al concebir la estructura resistente, ésta pueda

aprovechar los muros de contención y no interfiera con los mismos.

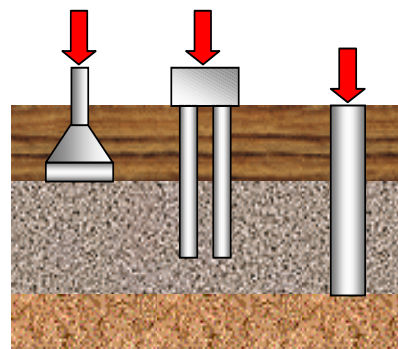
De acuerdo a los métodos constructivos se requerirán elementos adicionales como anclajes y puntales que provocarán conflictos con la futura obra a construir, por lo que la metodología constructiva deberá ser analizada en conjunto con el proyecto

IV.6. REFERENCIAS

1. Bowles, J. "Propiedades geofísicas de los suelos" - Ed. Mc Graw Hill - 1982
2. Terzaghi, K. Peck R. Mesri, G. "Soil Mechanics in engineering practice" - Ed. J. Wiley - 1996
3. Cátedra de Geotecnia II - Apunte Teórico Práctico" - U.N.C. - 2000
4. Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoría e prática" - Ed. Pini - 1999
5. Jimenes Salas, J. et al "Geotecnia y cimientos III" - Ed. Rueda - 1980
6. Delgado Vargas, M. "Ingeniería de cimentaciones" - Ed. Alfaomega - 1999

CAPÍTULO 5

"SELECCIÓN DE COTA Y TIPO DE FUNDACIÓN"



V.1. GENERALIDADES

Suele pensarse que el perfil de suelos en un sitio es el aspecto más relevante a considerar. Se verá que esto no es absolutamente cierto.

Por ejemplo se considera el caso de dos edificios diferentes, que se construirán en el mismo sitio:

- a) una estructura metálica prefabricada isostática, para una fábrica de una planta.
- b) un edificio de 15 plantas, construido en hormigón armado convencional constituido por pórticos con nudos rígidos (hiperestática).

Las cargas a transmitir por la estructura a) son notablemente inferiores a las del caso b) y los asentamientos tolerados por la primera son mayores que los de la segunda, dadas sus características constructivas (metálica e isostática).

Esto implica que la estructura a) podría fundarse sobre mantos más deformables o con tensiones de trabajo mayores que las adoptadas para la estructura b).

El caso inverso podría plantearse, en la construcción de dos puentes iguales en cuanto a cargas, luces, etc. pero contruidos en dos sitios diferentes, como ser:

- a) Valle de un río de montaña.
- b) Delta de un río de llanura.

En el caso a) seguramente se encontrará el manto rocoso poco alterado a relativamente poca profundidad debajo del suelo aluvional, mientras que en el caso b) el material consolidado puede hallarse a grandes profundidades.

Evidentemente la solución de fundación en el primer caso puede ser relativamente superficial, mientras que en el segundo seguramente será profunda.

Como se aprecia en estos ejemplos, dos estructuras diferentes aún en el mismo sitio pueden presentar fundaciones de distinto tipo, mientras que dos estructuras iguales en sitios diferentes pueden tener fundaciones diferentes.

V.2. FACTORES QUE CONDICIONAN LA ELECCIÓN

La elección de un sistema de fundación determinado, así como la determinación de su profundidad de apoyo y la capacidad de carga, no es un problema sencillo y requiere de la evaluación de una serie de aspectos, ninguno menos importante que el otro.

Una simple enumeración de los condicionantes, sin ser exhaustiva ni indicar orden de prioridades, puede ser la siguiente:

- Perfil geotécnico
- Erosión
- Cargas actuantes
- Tipos de estructuras
- Costos
- Topografía
- Accesibilidad
- Edificios vecinos
- Destino de la obra

Se analizarán, a continuación, algunos de los aspectos más relevantes de estos condicionantes.

Perfil Geotécnico

El perfil de suelos en profundidad para un sitio determinado, es sin duda uno de los primeros aspectos a tener en cuenta al definir la fundación para una obra determinada.

Las características del subsuelo se conocen a través de un estudio de suelos realizado por un Ingeniero Civil especializado en Geotecnia. Este estudio se sintetiza habitualmente mediante un perfil geotécnico (fig. V.1.).

Se distinguen dos tipos de tareas, las de campaña y las de laboratorio.

Dentro de las primeras se encuentra la perforación con toma de muestras, que se resume en la descripción de los suelos hallados, y los ensayos de campo como ser el ensayo de penetración normalizado (SPT), del cual se grafica el número de golpes necesario para penetrar el sacamuestras, en función de la profundidad.

El ensayo de penetración es más representativo en los materiales gruesos (arenas y/o gravas) ya que mide la compacidad de los mismos, valor menos representativo en las arcillas y limos donde la cohesión juega un papel más importante.

Las tareas de laboratorio por su parte se dividen en ensayos de identificación, (Humedad, Límites de Atterberg y Granulometría) y los ensayos especiales (consolidación, triaxiales, etc.). Se pueden graficar las variaciones de humedad, plasticidad y granulometría en función de la profundidad.

En la misma figura, se han esquematizado dos alternativas de fundación, una fundación profunda y una superficial.

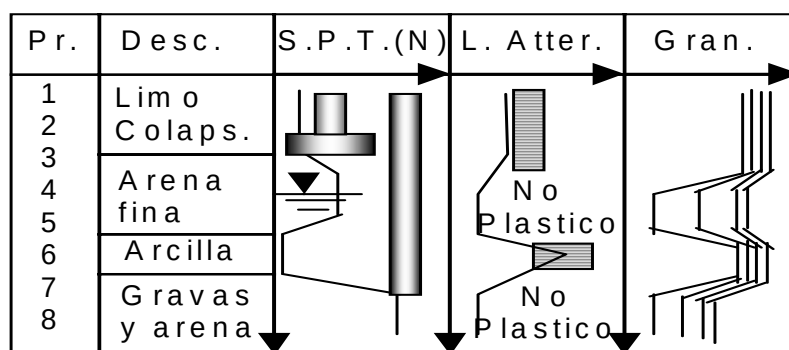


Fig. V.1

El análisis del perfil pasa por considerar el comportamiento de los suelos hallados en función de los resultados de los ensayos y de las condiciones de humedad y plasticidad que los mismos poseen.

En el perfil de la figura V.1, los primeros 3,0 metros corresponden a suelos colapsables. Estos son materiales que si se humedecen sufren grandes deformaciones aún para bajos tenores de carga.

Si se observa la columna de humedades se puede ver que las mismas son bajas, por lo que el ensayo de penetración en este caso no sería representativo, ya que un humedecimiento del suelo produce una sensible merma en la resistencia al corte de estos materiales.

En general la experiencia local en estos suelos indica que un porcentaje relativamente alto de estructuras apoyadas en ellos sufren asentamientos diferenciales a lo largo de su vida útil. Conviene apoyar estructuras sobre ellos sólo cuando los costos de otro tipo de fundación sean prohibitivos para la obra.

Las arenas finas medianamente compactas, pueden ser un buen material de apoyo, pero el aprovechamiento de este manto dependerá de cómo las cargas afecten el estrato inferior de arcillas blandas. Este manto puede servir de apoyo a estructuras de baja carga, o que acepten deformaciones diferenciales.

La arcilla intermedia es blanda y se encuentra debajo del nivel freático, por lo que puede suponerse que será muy deformable, descartándose como suelo de cimentación.

Finalmente el horizonte inferior formado por gravas y arenas muy compactas, resulta un material de apoyo excelente debido su baja deformabilidad. Al estar bajo del nivel freático y considerando que para llegar a él deberá atravesarse la zona de arenas finas, muy probablemente la fundación será costosa y complicada. Esta alternativa de fundación es aconsejable para cargas elevadas, o estructuras que admitan sólo pequeñas deformaciones y de costo relativamente alto.

En forma expeditiva se pueden estimar las tensiones inducidas en profundidad por métodos simplificados como ser el método denominado 2:1, que se esquematiza en la figura V.2.

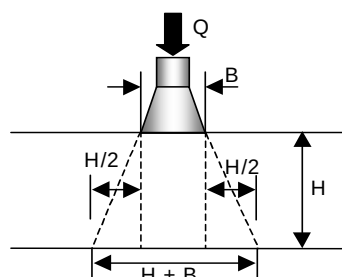


Figura V.2

Por lo tanto la carga Q a una profundidad H se distribuye en un área mayor disminuyendo, proporcionalmente, las tensiones actuantes. Por ejemplo si la base es cuadrada de lado B, la tensión inducida a una profundidad H, será:

$$\sigma_H = \frac{Q}{(H + B)^2}$$

Erosión

Este factor condiciona las fundaciones en cauces fluviales sujetos a crecidas. En estos cauces pueden aparecer mantos relativamente resistentes a poca profundidad, pero el aprovechamiento de los mismos dependerá de la profundidad que pueda alcanzar la erosión en ese punto.

La figura V.3 muestra un grano de suelo esquemáticamente cúbico de lado "d". En la misma figura se han indicado la fuerza equilibrante W y la fuerza hidrodinámica F, que trata de mover el grano.

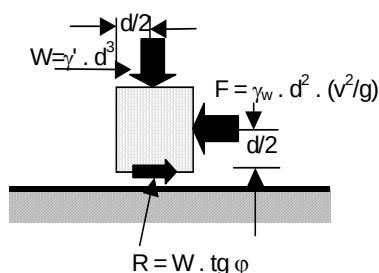


Figura V.4

La fuerza F tratará de volcar o deslizar al grano de suelo. Esta fuerza es función de la velocidad de la corriente (v).

Planteando las ecuaciones de equilibrio, considerando un $\gamma' = (\gamma - 1) \cong 1,6 \text{ t/m}^3$ y un ángulo $\phi \cong 30^\circ$, puede calcularse la velocidad (v_0) necesaria para volcar o deslizar el grano de suelo. Estas velocidades son:

$$v_0 [m/s] = 4 \cdot \sqrt{d [m]}$$

$$v_0 [m/s] = 3 \cdot \sqrt{d [m]}$$

para el vuelco y el deslizamiento respectivamente. En la figura V.5 se han graficado las velocidades necesarias para diferentes tamaños de granos.

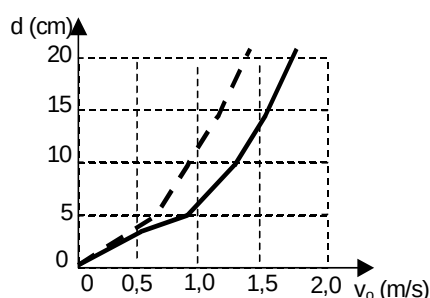


Figura V.5

Como se aprecia a medida que los granos son más grandes las velocidades deben ser mayores para producir su arrastre.

Con todo lo planteado el escenario y el mecanismo para que se produzca erosión puede sintetizarse como sigue:

- El cauce está formado por material granular sedimentado por el río.
- Estos suelos, debido al peso de los granos y a la fricción entre ellos, pueden resistir cierta fuerza provocada por el paso del agua. Los granos, de acuerdo a su tamaño, están en equilibrio para una determinada velocidad (v_0) de circulación del agua.
- Al producirse una crecida aumenta el caudal del río que debe pasar prácticamente por misma sección del cauce. Esto provoca un aumento de la velocidad de circulación del agua (V).
- Cuando V es mayor que V_0 se produce el arrastre de partículas y la consiguiente erosión.
- Al finalizar la crecida, disminuye el caudal, perdiendo velocidad y produciendo sedimentación.
- Esto provoca que las estructuras construidas en el cauce y apoyadas por encima de la profundidad de erosión, pierdan sustento y colapsen. La posterior sedimentación las vuelve a cubrir parcial o totalmente.

La magnitud total de la erosión se compone de dos partes, una es la erosión que se produce independientemente de la presencia de una obra en el cauce y se la denomina erosión generalizada (e_g) y la otra es la erosión local (e_l), provocada por el aumento de velocidad en el curso debido al estrechamiento del cauce producto la obra misma.

En la figura V.6 se esquematizan estas erosiones, en una sección transversal de un cauce y un detalle de una pila.

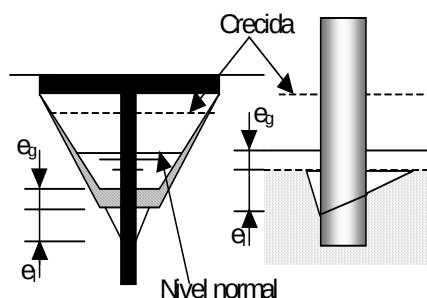


Figura V.6

Para una estimación de anteproyecto la erosión general de un lecho arenoso, puede calcularse como (ref. 9):

$$e_g = H_s - H \quad \gamma \quad H_s = \frac{S^{0,5} \cdot H^{1,7}}{0,68 \cdot n \cdot d^{0,28} \cdot \beta}$$

Donde:

S = pendiente del cauce

n = número de Manning

d = diámetro medio de los granos

β = depende del tiempo de recurrencia

La erosión local puede estimarse como:

$$e_L = 1,5 \cdot B \cdot \left(\frac{H}{B} \right)^{0,33} \cdot K_1$$

Donde:

B = ancho de la pila

K_1 = depende de la forma de la pila

Cargas actuantes

En este caso deben diferenciarse tres aspectos, a saber:

- a) Magnitud: se refiere al valor de la carga y si la misma actúa en un punto (columna), ó en una línea (muro/tabique).

En este aspecto resulta de interés contar con el análisis de cargas realizado por el proyectista estructural de la obra y con un plano de estructuras para ver el tipo elementos transmisores de dicha carga. En general esto no es posible ya que el proyectista a su vez precisa conocer la cota y tipo de fundación para realizar su proyecto estructural.

En el caso de estructuras sencillas (p.ej. obras de arquitectura), para levantar esta indeterminación y a los fines de una estimación preliminar, puede admitirse el empleo de métodos simplificados como ser áreas de influencia y líneas de rotura. Estos métodos están indicados en la figura V.7.

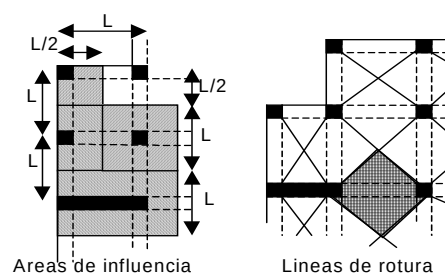


Figura V.7

En el caso de las áreas de influencia se considera que sobre cada columna o muro actúa un área cargada. Cada área representa la zona de influencia de las losas y vigas sobre cada columna y/o muro.

Determinadas esas áreas como lo indica la figura V.7, se multiplica la superficie por una carga estimada en $1,1 \text{ t/m}^2$ (sobrecarga + peso propio de losas, vigas y columnas) y luego este resultado por el número de pisos con lo que se obtiene la carga total a nivel de pie de columna. Esta carga se incrementa

en un 7-10% para tener en cuenta el peso propio de la fundación.

En el método de las líneas de rotura, se suponen una serie de líneas de rotura a lo largo de las losas y se mide el área encerrada por estas líneas que afecta a cada viga y/o muro, se multiplica esta área por una carga de 0,8-0,9 t/m² (sobrecarga + peso propio de la losa) y se la divide por el largo de la viga, resultando una carga por unidad de longitud.

A esa carga se le suma el peso propio de la viga y multiplicando por la longitud de las vigas que actúan sobre una columna se obtiene la carga en cada columna y en cada piso. Se multiplica esa carga por el número de plantas del edificio y se le suma el peso propio de la columna total. Finalmente se le adiciona un 7-10% para tener en cuenta el peso propio de la fundación y se obtiene la carga final en cada base.

- b) Tipo de carga: se evalúa si se trata de cargas permanentes (peso propio y sobrecargas de uso), accidentales (sobrecarga eventual, viento, sismo), si son estáticas o dinámicas (máquinas, sismos, viento, corrientes de agua), si son cargas verticales u horizontales (empujes), etc.

Este aspecto resulta de importancia, por ejemplo para cargas dinámicas. Las mismas pueden hacer desear un manto de arenas sueltas o arenas finas saturadas, ya que las vibraciones pueden inducir asentamientos por compactación o bien fenómenos de licuefacción.

Analizar la eventualidad de las cargas también puede poner en su justa medida los problemas de asentamientos.

La carga debida a peso propio y sobrecarga permanente de uso, actuará durante toda la vida útil de la obra, y a ella se debe la principal componente de asentamientos. Como atenuante puede decirse que este asentamiento se producirá en su mayor parte en forma progresiva a lo largo de la construcción.

Una carga accidental, por su mismo carácter de eventual, puede que nunca se produzca a lo largo de la vida útil de la obra o bien si se produce su tiempo de aplicación sea relativamente breve (viento, sismo).

Para esta contingencia los reglamentos prevén la posibilidad de aumentar la capacidad de carga, determinada mediante las formulaciones tradicionales, a través de un coeficiente de mayoración.

Por último si las cargas son horizontales, pueden producir sobre las fundaciones empujes laterales, que hagan necesario utilizar el suelo lateral como elemento resistente. Esto puede incidir en la profundidad mínima necesaria (empuje pasivo) o incluso en el tipo de constructivo de la fundación (pilotes inclinados, etc.)

- c) Distribución de las cargas en planta y en altura.

Este aspecto se halla íntimamente vinculado al problema general de las fundaciones, es decir los asentamientos, y en especial los denominados asentamientos diferenciales entre dos elementos de la estructura a fundar (ref. 10).

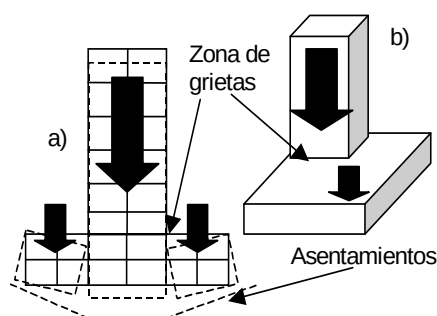


Figura V.8

En la figura V.8 se aprecian dos estructuras con magnitudes de cargas muy diferentes en altura y en planta.

La figura V.8.a) muestra un caso de diferente magnitud de cargas en altura. Esto provoca que la estructura tenga mayores asentamientos en la zona central con la consiguiente distorsión de la estructura. Esto puede provocar daños menores como ser agrietamientos a problemas más serios como ser rotura de vigas por flexión y/o corte.

El caso de la figura V.8.b) suma al problema de diferentes alturas el problema de una distribución asimétrica en planta lo que provoca distorsiones y giros difíciles de cuantificar previamente.

También puede darse el caso que por problemas de diseño o del perfil geotécnico parte de la obra se funde mediante pilotes y otra mediante bases y los efectos serían los mismos ya descriptos.

En estos casos, la solución no pasa por cambiar o adecuar el sistema de fundación; la solución más conveniente suele ser adecuar la estructura a la realidad del suelo.

Es decir si sabemos que en las zonas de unión se producirán agrietamientos y distorsiones, pueden separarse los bloques, como si fueran edificios independientes colocando juntas en los puntos de conflicto. Estas pueden materializarse mediante articulaciones, rótulas, doubles columnas, etc. Algunas de estas juntas pueden ser aprovechadas como juntas sísmicas o de dilatación.

En la figura V.9 se ejemplifican estas soluciones, que en cualquier caso deben partir de fundaciones independientes para los distintos bloques.

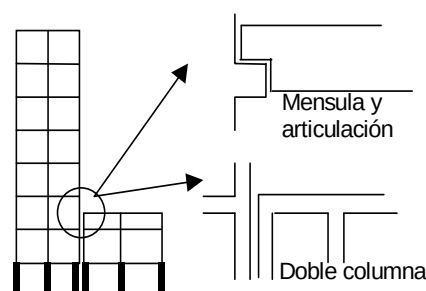


Figura V.9

Costos

La economía de una obra y en particular de su sistema de fundaciones debe ser ponderada a la hora de seleccionar la mejor cimentación para la misma.

Krinine plantea que el trabajo del profesional está regido básicamente por los signos, +, - y \$ (ref. 8).

Los costos pueden clasificarse como:

a) Costos directos

Están referidos a materiales, mano de obra, la utilidad, gastos administrativos de la

obra, equipamiento no amortizable en el tiempo, insumos, etc.

b) Costos indirectos

Dentro de estos podemos citar:

- gastos fijos de funcionamiento de la empresa (administrativos, seguros, vehículos, etc.)
- costo de oportunidad (disponibilidad de equipos en la zona, competencia entre firmas, etc.)
- costo del dinero (interés) para cubrir desfases financieros entre fechas de certificación y fechas de pago, atrasos de obra, etc..

Los costos directos son los que al ingeniero le resultan más comunes y en muchas ocasiones piensa que son los más significativos. Esto no es siempre así, y en no pocas ocasiones los costos indirectos resultan más importantes que los primeros.

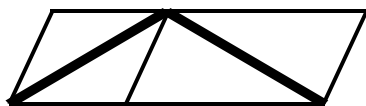


Figura V.10

El ingeniero debe realizar sus análisis sin preconcepciones. A modo de ejemplo obsérvense las diagonales de la figura V.10.

Aparentemente las diagonales de los paralelogramos de la figura, son diferentes, pero si se miden se comprobará que son exactamente iguales. No siempre las cosas son como aparentan ser, y el ingeniero debe estar atento a estas situaciones.

Por ello debe hacerse una serie de consideraciones acerca de como valorar los costos de una fundación y como deben ser

considerados a la hora de las comparaciones.

La misión del ingeniero es encontrar la fundación que, a igualdad de garantías de seguridad o funcionamiento, asegure el menor costo. Es decir debemos comparar los costos de diferentes sistemas de fundación en la medida que ambos sean técnicamente viables.

El afán economicista hace que, en aras de la disminución de costos, se consideren sistemas de fundación que no son comparables entre sí. Llevado al extremo puede decirse que la cimentación más económica es la que no se hace ya que su costo es cero. Pero esta fundación, evidentemente, no satisface las garantías de comportamiento que, como técnicos, debemos lograr.

La solución, por lo tanto, debe ser satisfactoria desde un análisis técnico-económico, conjugando los dos factores en su justa medida.

Otra cuestión es entre que elementos debe realizarse la comparación de costos, ya que, en general, no existen dos sistemas de fundación que brinden la misma garantía aún cuando ambos sean técnicamente viables.

Al elegir una cota y tipo de fundación el profesional asume un riesgo, y puede decirse que en la mayoría de los casos aceptando riesgo mayores se obtienen costos menores. Debe por ende ponderarse la disminución de costo con su aumento de riesgo, sin dejar de ver que las reparaciones por fallas en las fundaciones exceden holgadamente los costos de las mismas.

Una forma de valorar lo expresado es mediante un ejemplo. En una obra de arquitectura la estructura representa

aproximadamente el 20% del monto total de obra.

Dentro de la estructura, las fundaciones tienen una incidencia que depende de la magnitud del edificio y de las dimensiones de la misma, pero que para los edificios de departamentos convencionales en la ciudad de Córdoba (Argentina), ronda entre el 20 y el 30 %, es decir entre el 4 y 6% del monto total de la obra.

Si el profesional compara entre sí sólo los costos de las fundaciones, puede llegar a la conclusión que una diferencia del 10 o 15% entre dos sistemas es un ahorro que justifica asumir riesgos importantes,

Esta comparación llevada en términos de costo de obra representa entre el 0,4 y el 0,9 % de ahorro, que en general no justifica la adopción de riesgos exagerados.

Podría alegarse que la comparación citada varía si se realizara en una obra de ingeniería (puentes, canales, presas, etc.), donde la estructura presenta un peso relativo diferente frente a toda la obra, pero en estos casos también deben analizarse las pérdidas ocasionadas o los perjuicios producidos, si la obra sale de servicio.

Por ello, en cualquier caso, al analizar costos para seleccionar cota y tipo de fundación deberá compararse la variación del costo total de la obra y sus eventuales reparaciones, en caso de falla, que es en definitiva lo que el comitente deberá erogar y no sólo la variación ítem a ítem, que puede enmascarar la realidad.

Topografía

Tanto la topografía superficial como la subterránea pueden afectar nuestra elección. En la figura I.16 se observan estas dos variables. El suelo tipo I es un material blando mientras que el tipo II es el suelo apto para fundar.

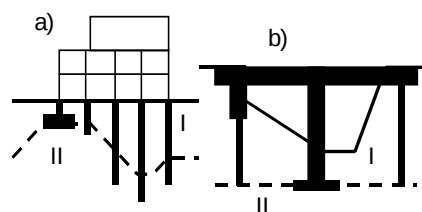


Figura V.11

El caso V.11.a) es un edificio, construido en un perfil donde el suelo resistente tiene profundidad variable. Ello hace que la misma obra, apoyada sobre el mismo material tenga fundaciones diferentes.

En el caso V.11.b) se aprecia un puente en donde la topografía superficial sigue el valle del río pero el estrato subyacente es prácticamente horizontal, esto lleva a que las diferentes pilas se apoyen en distintos tipos de fundación, con diferentes profundidades aunque la cota sea la misma.

La conclusión de este aspecto es que la estructura, para tener un comportamiento homogéneo, debe fundarse siempre sobre el mismo material independientemente de la cota o profundidad a la que este se encuentre.

Accesibilidad

La mayor o menor facilidad de acceso y movilidad que tengan los equipos en el predio donde se ejecutará la obra puede

condicionar la elección del tipo de fundación.

Por ejemplo si se construye entre medianeras, en un terreno angosto y dentro del centro de una ciudad, puede ser dificultoso acceder con equipos de gran tamaño y por ende la fundación deberá ejecutarse con equipos pequeños o eventualmente a mano.

Edificios vecinos

La calidad de la construcción y el tipo y cota de fundación de los edificios vecinos debe considerarse a la hora de seleccionar la cota y tipo de fundación.

Al construir una estructura nueva al lado de una ya existente (Fig. I.17), las fundaciones de ambos van a interactuar, con mayor incidencia en las zonas de medianería (ref. 11).

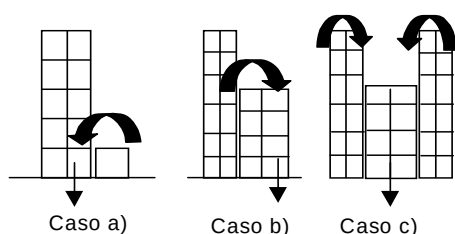


Figura V.12

Como se aprecia el caso V.12.a) muestra un edificio nuevo que se construye al lado de una casa existente, al asentarse el edificio arrastra la casa y de acuerdo al estado de la misma puede provocar daños de menor o mayor cuantía.

Puede ser necesario proceder a recalzar la vivienda vecina antes de ejecutar las fundaciones del edificio. En cualquier caso es conveniente el relevamiento de fisuras

existentes previo a la nueva obra para deslindar eventuales responsabilidades.

En el caso V.12.b) el nuevo edificio (derecha) se funda superficialmente al igual que el edificio existente (izquierda). Como el suelo bajo el edificio existente ya se ha consolidado, la nueva fundación encuentra una parte de suelo más rígido (izquierda) y otra de suelo sin precarga (derecha) por lo que se produce un asentamiento hacia este sector con el consiguiente arrastre del edificio existente.

En el caso V.12.c), el nuevo edificio se encuentra entre dos edificios existentes y todos se fundan superficialmente. Esta situación provoca un aumento en el estado tensional del suelo bajo los edificios anteriores y el consiguiente asentamiento y giro hacia el edificio nuevo.

En ambos casos una alternativa podría ser fundar el nuevo edificio mediante cimientos profundos para no afectar al vecino.

Otra situación puede darse si en el nuevo edificio se proyecta la construcción de subsuelos. Al excavar se puede descalzar la fundación de los edificios vecinos.

Si el edificio vecino posee subsuelos y las fundaciones del nuevo se encuentran por encima del fondo de ese subsuelo, se incrementará el empuje sobre los muros de contención.

Si la nueva fundación se encuentra por debajo del nivel freático, la depresión del mismo, para poder construirla, puede provocar hundimientos en los edificios vecinos.

Finalmente si el estado de las construcciones vecinas es malo o se trata de edificios históricos, debe descartarse el

empleo de pilotes hincados ya que la colocación de los mismos podría provocar daños de difícil y muy costosa reparación.

Destino de la obra

Si bien este parecería un condicionante menor en muchos casos resulta ser el factor de decisión.

Por ejemplo si se plantea construir una estructura metálica, relativamente económica, de una sola planta, isostática, en una zona de suelos relativamente blandos, todo parecería indicar que la fundación más conveniente sería la superficial. Pero si no se tiene en cuenta cual será el uso de la obra, esta conclusión puede ser equivocada.

Si la estructura, por ejemplo, alojará un depósito o una industria precaria, la fundación superficial puede ser adecuada, ya que de producirse asentamientos los mismos afectarán los muros de cerramiento, pudiendo provocar fisuras, que no pondrán en peligro la estabilidad estructural.

Pero si se piensa construir, el salón de actos de una escuela, o la sala de reuniones de una empresa, o el comedor de una planta industrial de jerarquía, los cuadros fisurativos de los muros pueden ser inadmisibles, no por un problema de estabilidad sino por cuestiones de estética o de imagen empresarial. Por lo tanto en estos casos deberán emplearse fundaciones profundas no por problemas geotécnicos, ni estructurales, ni económicos si por el uso que se le dará a la obra.

Tipo de estructura

Como se ha dicho en apartados anteriores una estructura isostática y/o flexible,

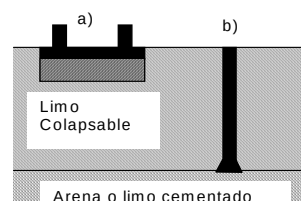
acepta asentamientos diferenciales superiores a los admitidos por estructuras hiperestáticas y/o rígidas.

También juega un rol importante el material, ya que estructuras metálicas presentan un comportamiento mucho más dúctil que las de hormigón armado. En este sentido los más sensibles a los asentamientos diferenciales son los elementos de mampostería.

V.3. ESQUEMAS SIMPLIFICADOS

Algunos autores (ref. 12), han propuesto algunos esquemas simplificados de selección para algunos casos particulares

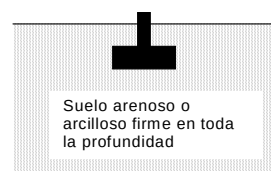
• Caso 1



a) Plantea sobre suelo mejorado. se aplica a viviendas muy económicas donde el costo de una fundación profunda puede ser prohibitivo. Se asumen riesgos ante humedecimientos.

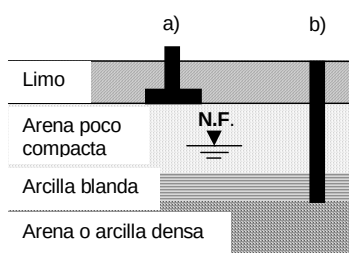
b) Pilotes apoyados en suelo firme: Para cargas medias a altas, viviendas de alto costo u obras cuyo destino justifique su empleo (escuelas, hospitales, etc.).

• Caso 2



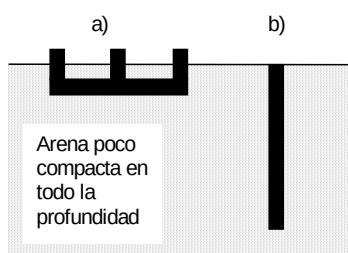
a) Zapata aislada, corrida o vinculada: Vale para cualquier carga, tipo y costo de la obra

• **Caso 3**



- a) Fundación superficial: para cargas bajas o estructuras que admitan asentamientos.
- b) Pilotes hincados o excavados con lodos: para cargas elevadas, cuando haya peligros de erosión, o sean estructuras muy sensibles a los asentamientos.

• **Caso 4**



- a) Platea: estructuras deformables y livianas, o con sótanos.
- b) Pilotes friccionales: estructuras con cargas medias a altas.

V.6. EJERCICIOS RESUELTOS

V.6.1. Cálculo de costos directos en diversos sistemas de fundación

Se calculan los costos de materiales y mano de obra para la fundación de la vivienda unifamiliar esquematizada en la figura, construida con tres variantes (cimiento común, platea y pilotes), sabiendo que todos los muros son de mampostería de ladrillos macizos de 30 cm de ancho y que los costos unitarios son los indicados en la tabla I:

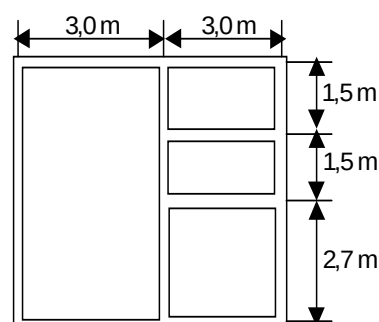
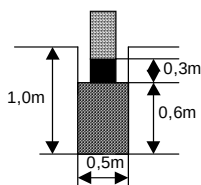


TABLA I

Sistema	Cimiento	Platea	Pilote
Exc. Cim. \$/m ³	14,0	--	14,0
Ho. Sple. \$/m ³	68,0	--	--
H. Vigas \$/m ³	271,0	--	200,0
Mampos. \$/m ³	115,0	--	--
H. platea \$/m ³	--	154,0	--
Exc. Plat. \$/m ³	--	9,5	--
Comp. \$/m ³	--	15,0	--
Exc. Pil. \$/m ³	--	--	12,0
H.A. Pil. \$/m ³	--	--	100,0

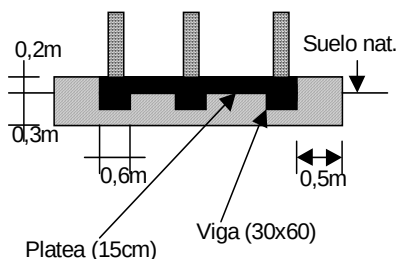
Cimientos comunes:

El esquema dimensional de esta fundación es el indicado en la figura siguiente:



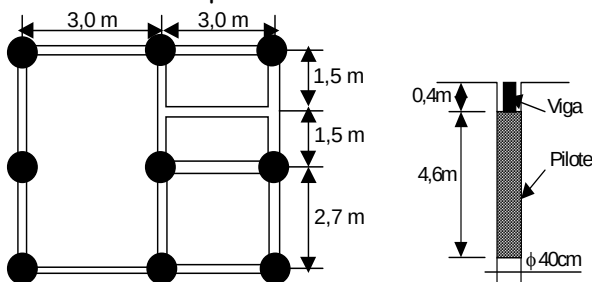
Platea:

En este caso se excavarán 30 cm de profundidad y luego se rellenará con suelo compactado hasta 20 cm por encima del terreno natural. Debajo de cada muro se construye una viga de 60 cm de ancho y 30 cm de alto. La platea tiene 15 cm de espesor. El esquema dimensional es el siguiente:



Pilotes:

Se construirán 9 pilotes de 5,0 m de profundidad, uno en cada encuentro de muros según el esquema de la figura. Bajo cada muro se ubica una viga de fundación de 30 cm de ancho por 40 cm de alto.



RESOLUCION:

A) Cimientos comunes

Simplificadamente no se considerarán los descuentos por superposiciones.

A.1. Volumen de excavaciones

$$L_{\text{total}} = 5 \times 6,0 + 2 \times 3,0 = 36,0 \text{ m} \rightarrow$$

$$V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} = 18 \text{ m}^3$$

A.2. Volumen de hormigón de cimientos

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} = 10,8 \text{ m}^3$$

A.3. Volumen de encadenados

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} = 3,24 \text{ m}^3$$

A.4. Volumen de mampostería de cimientos

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} = 1,08 \text{ m}^3$$

A.5. Tabla de costos

Costos de cimiento común

Item	m ³	P. Unit.	P. Item
Excav.	18,0	14,0	\$ 252,0
Horm.	10,8	68,0	\$ 734,4
Encad.	3,24	271,0	\$ 878,8
Mamp.	1,08	115,0	\$ 124,0
Total			\$1988,4

B) Platea

Simplificadamente no se considerarán los descuentos por superposiciones de vigas.

B.1. Volumen de excavaciones

$$S_{\text{total}} = (6+0,6+1,0)^2 = 58,0 \text{ m}^2 \rightarrow$$

$$V_{\text{total}} = 58,0 \text{ m}^2 \times 0,3 \text{ m} = 17,4 \text{ m}^3$$

B.2. Volumen de platea y vigas

$$S_{\text{total}} = (6+0,6)^2 = 43,6 \text{ m}^2 \rightarrow$$

$$V_{\text{platea}} = 43,6 \text{ m}^2 \times 0,15 \text{ m} = 6,54 \text{ m}^3$$

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{vigas}} = 36 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times$$

$$0,15 = 3,24 \text{ m}^3 \rightarrow V_{\text{total}} = 9,78 \text{ m}^3$$

B.3. Volumen de suelo compactado

$$V_{\text{comp}} = (58,0 \times 0,5) \text{ m}^3 - 6,54 \text{ m}^3 = 22,46 \text{ m}^3$$

(Se desprecia la reexcavación para vigas)

B.4. Tabla de costos

Costos de platea

Item	m ³	P. Unit.	P. Item
Excav.	17,4	9,5	\$ 165,3
Horm.	9,78	154,0	\$1506,1
Compact	22,46	15,0	\$ 336,9
Total			\$2008,3

C) Pilotes

Simplificadamente no se considerarán los descuentos por superposiciones de vigas y pilotes.

C.1. Volumen de excavaciones de vigas

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m}^2 \times 0,3 \text{ m}$$

$$\times 0,4 \text{ m} = 4,32 \text{ m}^3$$

C.2. Volumen de hormigón de vigas

$$V_{\text{total}} = 4,32 \text{ m}^3$$

C.3. Longitud de excavación de pilotes

$$L_{\text{total}} = 9 \times 5,0 = 45 \text{ m}$$

C.4. Volumen de hormigón de pilotes

$$V_{\text{total}} = 0,4^2 \times (\pi/4) \times 45 = 5,6 \text{ m}^3$$

C.5. Tabla de costos

Costos de pilotes

Item	m ³ /m	P. Unit.	P. Item
Exc. Vigas	4,32	14,0	\$ 60,5
Horm. Vig.	4,32	200,0	\$ 864,0
Exc. Pilote	45	12,0	\$ 540,0
H. Pilotes	5,6	100,0	\$ 560,0
Total			\$2024,5

CONCLUSION

La diferencia de costos, entre la más cara y segura (pilotes) y la más barata pero menos segura (cimiento común), es de \$ 36, es decir aproximadamente el 1,8% del monto del Item fundaciones. En otros términos 1,0 \$/m² (36 m² cubiertos), que referidos a los 350 \$/m² que cuesta una vivienda económica representa 0,28% del costo de la obra. **EVIDENTEMENTE** la solución más conveniente para este caso es la de pilotes.

V.6.2. Selección de cota y tipo de fundación

Determinar la fundación más adecuada, en cuanto a cota, tipo y tensión de trabajo, para los tipos de edificaciones indicados en la Tabla I, a construir en el perfil de suelos de la figura. Asumir que la topografía es plana, que la obra está entre medianeras, y que los edificios vecinos están en buenas condiciones.

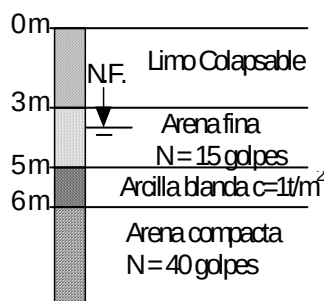


TABLA I

Obra	Ubic.	Carga	Estr.
Vivienda unifamiliar	Plan de viviendas	2 t/m	Mamp. portante
Vivienda unifamiliar	Barrio Country	5 t/m	Mamp. portante
Depósito (Galpón)	Zona comercio	5 t/col	Metálica Isostát.
Nave industrial	Parque Indust.	50 t/col	Prefab. De H.A.
Edificio de oficinas	Zona céntrica	250 t/col	Ho. Ao. Convenc.

RESOLUCION:

A) Vivienda unifamiliar económica

En este caso si bien la cota de fundación más segura y relativamente económica se encuentra a -3,00 m de profundidad, en vista del poco costo de las viviendas pueden ser competitivos los sistemas de cimientos comunes o plateas. Teniendo en cuenta la posibilidad de disminuir costos por trabajos en grandes volúmenes.

La probabilidad de daños no desaparece pero puede ser minimizada tomando precauciones en cuanto al ingreso de agua al suelo (cañerías de calidad, encerrarlas en

canaletas de H.A., losas sanitarias, poco recorrido dentro de la vivienda, levantar el piso respecto del terreno natural, veredas perimetrales, etc.)

¡Cuidado! No desaparece la probabilidad de roturas de vecinos o de la red principal de agua, cloacas o desagües.

B) Vivienda unifamiliar en Country

Con el mismo análisis del caso anterior aquí si se justifica ampliamente el empleo de pilotes o pozos cortos apoyados a -3,0 m sobre el manto de arenas finas con una tensión de trabajo de 15 t/m^2 .

Asumiendo un pilote cada 3,5 metros, se tiene una carga total de 35 t por cada pilote. Con la tensión indicada puede pensarse en pozos romanos cortos de 70 cm de diámetro de fuste y 1,7 m de ensanche inferior en el caso más cargado.

Con estas dimensiones el punto medio del manto de arcilla blanda inferior se encuentra a aproximadamente 1,5 veces el diámetro del ensanche con lo cual las tensiones que llegan son del orden del 20%, es decir $3,0 \text{ t/m}^2$, que son admisibles para ese suelo.

C) Galpón para depósito

La estructura planteada es isostática y metálica es decir que permite deformaciones importantes sin producir esfuerzos internos adicionales y eventualmente admite plastificaciones localizadas sin que colapse la misma.

Ante eventuales humedecimientos pueden producirse daños en los muros de cierre si son de mampostería. Este problema no existe si los cerramientos son de chapa.

Aquí las soluciones pueden ser, fundar superficialmente con zapatas individuales, o mediante pilotes que se apoyen en la arena fina con la misma tensión que en el caso anterior.

La elección entre uno u otro dependerá del nivel de daños que esté dispuesto a asumir el propietario en vista del uso de la obra, y a la inversión inicial que este dispuesto a erogar. Los pilotes son muy seguros pero más caros, las zapatas son menos seguras pero más económicas.

D) Nave industrial

En este caso la estructura también permite giros y desplazamientos sin producir esfuerzos adicionales, pero en este caso las cargas son más elevadas y el costo de la estructura mayor.

Además debe considerarse que la producción de bienes en esa industria, puede verse afectada por las tareas de mantenimiento necesarias ante eventuales asentamientos.

Por todo ello la solución pasa por pilotes apoyados en el manto de arenas finas con una tensión de 15 t/m^2 . Considerando las 50t de carga, implica pozos con un ensanche inferior de 2,1 m de diámetro, con esto las tensiones en la arcilla blanda crecen a $5,0 \text{ t/m}^2$ aproximadamente lo cual puede provocar asentamientos adicionales.

Deberán estudiarse estos problemas y de ser necesario se puede fundar sobre las arenas compactas inferiores, a -6,0 metros de profundidad, con una tensión superior a 50 t/m^2 de punta y aprovechando la capacidad friccional entre 3,0 y 6,0 metros, empleando pilotes excavados con lodos bentoníticos o pilotes hincados.

E) Edificio de oficinas

Dada la magnitud de las cargas y por tratarse de una estructura hiperestática, es evidente que la solución más confiable y adecuada, es la de fundar en el manto de arenas compactas inferiores a -6,0 metros de profundidad.

Como el edificio está en el centro entre medianeras no es conveniente el empleo de pilotes hincados, optándose por pilotes excavados y hormigonados in situ con lodos bentoníticos adoptando una tensión admisible por la punta de 50 t/m^2 .

CONCLUSION

Como puede apreciarse en estos ejemplos, diferentes estructuras apoyadas en el mismo perfil de suelos tienen fundaciones diferentes. Para definir la cota, tipo de fundación y tensión de trabajo es necesario analizar todos los condicionantes, tanto geotécnicos, estructurales, de ubicación, de uso, topográficos, tecnológicos, etc.

V.7. RESUMEN DEL CAPITULO

- 1) El estudio de la geotecnia permite avanzar en la mejor toma de decisiones para dar nuevas soluciones a nuevos y viejos problemas de la construcción.
- 2) Básicamente el problema del diseño de las fundaciones es un problema de deformaciones y no de resistencias.
- 3) Existen fundaciones superficiales, semiprofundas y profundas. La diferencia entre ellas se da por la forma de trabajo y por la relación entre profundidad y ancho (D/B).
- 4) Las fundaciones superficiales ($D/B < 2$), trabajan fundamentalmente por la base,

mientras que las profundas ($D/B > 5$), lo hacen tanto por la base (punta) como por fricción (fuste lateral).

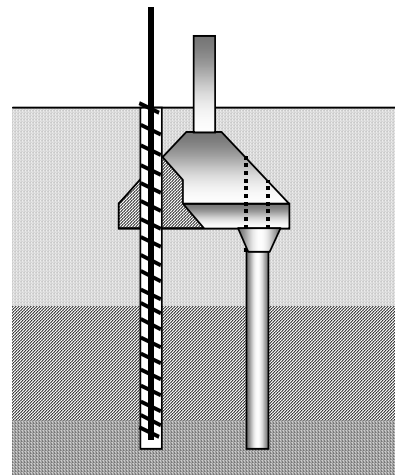
- 5) Para seleccionar la cota y tipo de fundación, intervienen factores tales como, el tipo de suelos del lugar, la magnitud y tipo de las cargas de la estructura, la tipología estructural, los costos, la topografía, las construcciones vecinas, la accesibilidad del predio, el uso de la obra, problemas de erosión, etc.

I.8. REFERENCIAS

15. Cátedra de Geotecnia II - Apunte Teórico Práctico" - U.N.C. - 2000
16. Rodriguez Ortiz, J.M. et al "Curso aplicado de cimentaciones" - COAM - 1980
17. Terzaghi, K. Peck R. Mesri, G. "Soil Mechanics in engineering practice" - Ed. J. Wiley - 1996
18. Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoría e prática" - Ed. Pini - 1999
19. Dunhan, C. "Cimentaciones de estructuras" -
20. Jimenes Salas, J. et al "Geotecnia y cimientos III" - Ed. Rueda - 1980
21. Delgado Vargas, M. "Ingeniería de cimentaciones" - Ed. Alfaomega - 1999
22. Da Costa Nunes, A. "Curso de mecânica dos solos e fundacoes" Ed. Globo - 1956
23. Saran, S. "Analysis and design of substructures" - Ed. Balkema - 1996

CAPÍTULO 6

"PATOLOGÍA DE LAS CIMENTACIONES Y RECALCES"



VI.1. GENERALIDADES

Gran cantidad de obras padecen fallas durante su construcción o durante su vida útil debidas a problemas de cimentación, ya sea por las fundaciones mismas o por el suelo sobre las que se apoyan.

Estas fallas o deterioros son de diversa entidad, y van desde pequeños agrietamientos hasta roturas importantes que pueden poner en riesgo la seguridad de la obra misma, pasando por hundimientos, giros, asentamientos, etc.

Las fallas pueden originarse en diversas etapas de la obra:

- Proyecto
- Construcción
- Uso o mantenimiento

En el caso del proyecto los errores pueden provenir de, la elección de sistemas de fundación inadecuados, errores en el dimensionado de las fundaciones, heterogeneidades del suelo no detectadas en los estudios previos, etc.

Las que ocurren por defectos constructivos, pueden deberse al empleo de materiales inadecuados, imprecisiones en el replanteo de las fundaciones, defectos constructivos de las mismas (oquedades, errores en las armaduras, etc.), no apoyar a la cota de fundación adecuada, etc.

Finalmente las fallas que se deben al uso o falta de mantenimiento, pueden ser atribuibles a exceso de carga, acciones sísmicas, ingreso de agua al suelo, excavaciones vecinas, o un mantenimiento defectuoso de las instalaciones, etc.

Los perjuicios que este tipo de fallas provocan son importantes y pueden dividirse en:

- Materiales
- Económicos
- Sociales

Desde el punto de vista material, las fallas debidas a problemas de cimentación generan serias complicaciones constructivas, ya que debe procederse a su reparación con la edificación ya construida o incluso habitada.

En cuanto a los aspectos económicos, puede decirse que las reparaciones de los daños y los eventuales refuerzos estructurales a ejecutar resultan siempre más onerosos que la fundación original, por lo que el propietario o responsable deberá hacer frente a erogaciones importantes. Por otra parte una vivienda dañada aunque sea reparada adecuadamente se ve depreciada en su valuación para una posible venta.

El tercer aspecto a considerar, el social, es muy importante ya que puede comprometer en cierta medida el entramado social o de interacciones humanas. Por ejemplo los daños en un plan de viviendas pueden desembocar en la necesidad del traslado de los habitantes del barrio, aunque sea por el tiempo que duren las tareas de reparación.

Esto puede desembocar en situaciones conflictivas, ya que no todos los habitantes pueden ser trasladados o bien pueden crear situaciones de tensión social por protestas ante los organismos o empresas encargados de proyectar o construir esas viviendas.

Por todo ello los daños deben ser evaluados oportunamente y diagnosticar sus causas, posible evolución y eventuales reparaciones, de modo de minimizar los problemas y evitar

su agravamiento o la afectación de bienes y vidas de terceros.

Por ello el peligro de ocurrencia de estas patologías debe ser tenido en cuenta a la hora de proyectar una obra, y ser incluido como un condicionante del diseño.

VI.2. LAS CAUSAS

Dentro de las causas más frecuentes, están las debidas al suelo de apoyo.

En general los problemas más serios ocurren en obras fundadas sobre suelos inestables sean estos, colapsables, expansivos, o licuables. Los dos primeros son los más comunes ya que para el tercero es necesario una acción dinámica exterior, como ser un sismo.

Existen también otras causas menos frecuentes, pero no por ello menos importantes, entre ellas pueden citarse:

- Socavaciones
- Deslizamientos de suelos
- Ataques por aguas agresivas
- Oquedades en pilotes y bases
- Fluctuaciones del nivel freático
- Heterogeneidades en el terreno
- Defectos de diseño de fundaciones
- Incremento en el nivel de tensiones
- Excavaciones de túneles o subsuelos
- Acciones dinámicas (explosiones, máquinas, sismos, hincas de pilotes)

Suelos Inestables

Este aspecto ya ha sido tratado en el capítulo 2 referido a Suelos, y se considerará nuevamente en el capítulo 7 correspondiente a Análisis de Casos, por lo que no se profundizará en este.

Sólo baste decir que en nuestro medio la situación mas común se presenta en obras fundadas sobre suelos colapsables.

Algunos relevamientos muestran que más del 30% de las viviendas unifamiliares de la ciudad de Córdoba presentan algún nivel de daños. Ello es así porque, como se ha dicho, salvo la zona afectada por los derrames y erosiones del Río Suquía, el resto del área urbana está ocupada superficialmente por suelos colapsables.

Socavaciones

Como se ha indicado en el capítulo 5, para que ocurra erosión es preciso la circulación de agua a una velocidad superior a la velocidad de arrastre de las partículas que componen el suelo.

En los cursos de agua y laderas, puede darse esta situación, pero ello no es excluyente, porque si se realiza una excavación en un suelo erosionable y no se toman las medidas de precaución, por ejemplo durante una lluvia, el escurrimiento de esa agua puede provocar erosiones importantes que afecten incluso a viviendas vecinas.

Deslizamientos de suelos

Es el caso de viviendas construidas en proximidades de laderas o excavaciones inestables.

En la figura VI.1., se aprecia una vivienda ubicada próxima a una ladera. Como el talud es inestable, se produce un deslizamiento que puede involucrar parte o totalmente la obra en cuestión.

Este tipo de fallas si no es advertido en forma incipiente y solucionado urgentemente, puede provocar el colapso estructural con el consiguiente peligro para la vida y los bienes.

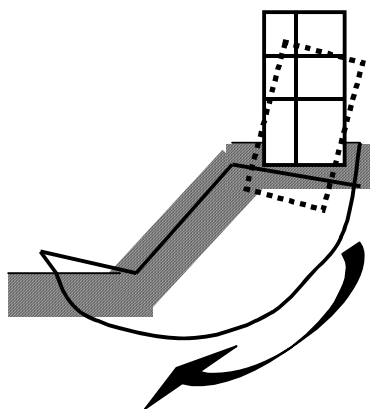


Figura VI.1

Ataques por aguas agresivas

Las fundaciones están inmersas dentro de la masa del suelo, y el mismo puede contener sales o sustancias ácidas que disueltas en el agua subterránea ataquen al hormigón, acero o madera con las que ellas están ejecutadas.

En el caso del hormigón, la presencia de sulfatos es altamente perniciosa ya que estas sustancias agreden al hormigón provocando su rápido deterioro y dejando las armaduras expuestas. Lo mismo ocurre con sustancias ácidas. La presencia de compuestos clorados que penetren dentro del hormigón, provoca la corrosión de las armaduras. La peor situación se da cuando el hormigón aún no ha fraguado, ya que el mismo se encuentra en su condición de mayor desprotección.

Si se trata, por ejemplo, de pilotes de acero, la presencia de compuestos clorados puede provocar la corrosión del material.

En cualquier caso lo que ocurre es una disminución de la sección útil de la fundación o incluso la desaparición de la misma.

Oquedades o defectos constructivos

Durante el hormigonado de pilotes o bases pueden quedar zonas sin llenar, formando oquedades que afecten la sección de la fundación en forma parcial o total.

Otra situación puede ser, la falta de un adecuado recubrimiento de las armaduras o el empleo de hormigones muy porosos puede provocar la corrosión u oxidación de las armaduras con la consiguiente disminución o desaparición de la sección resistente.

Por último la ejecución de las fundaciones empleando técnicas constructivas deficientes puede provocar el desagregado de los áridos del hormigón generando una sección más débil.

Estas disminuciones o debilitamientos de las secciones resistentes, tanto del hormigón como de las armaduras, puede comprometer la resistencia del elemento y provocar su colapso.

Fluctuaciones del nivel freático

Las fluctuaciones del nivel freático se refieren tanto al ascenso o descenso del mismo. Ambas situaciones generan asentamientos en los suelos, que afectarán las construcciones apoyadas en los mismos.

En el caso de ascenso del nivel freático, la presencia de agua ocupando los vacíos del suelo, provoca una disminución de las presiones que efectivamente actúan entre los granos y que son las determinantes de la resistencia al corte de los suelos. Esta disminución se da por el "alivianamiento" que sufren las partículas sólidas de un suelo sumergido, por el principio de Arquímedes.

En el caso del descenso del nivel freático, se produce un incremento de las presiones efectivas por el aumento del peso propio del suelo que se genera al desaparecer la

subpresión del agua. Este incremento de peso propio provoca una consolidación del suelo.

En la figura VI.2 se esquematizan las situaciones descriptas.

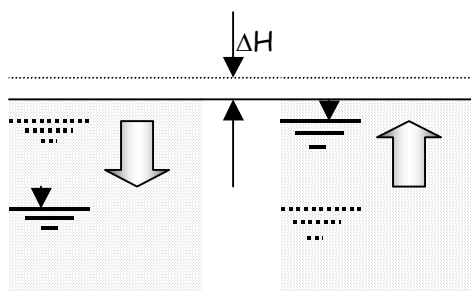


Figura VI.2

Esta problemática se presentó en el Sudeste de la Provincia de Córdoba durante la década de 1990, afectando numerosas localidades. Ello provocó asentamientos y daños en las edificaciones y el colapso de los pozos absorbentes.

Heterogeneidades en el suelo

Dentro de la masa del suelo pueden existir sectores más o menos rígidos que otros, o lentes de materiales más blandos, o bien que los espesores de los diferentes horizontes no sean uniformes.

En cualquiera de estas alternativas, ya sea que la obra está fundada parcialmente sobre suelo rígido y parcialmente sobre suelo blando, o si parte de la construcción afecta un lente blando y la otra parte no, o en el caso de estratos de espesor no uniforme, el resultado son asentamientos diferenciales que provocan grietas, giros o colapso de las estructuras.

Este tema ha sido abordado en el capítulo 2, al hablar de asentamientos, por lo que se abundará en el mismo.

Insuficiencia en las dimensiones

Resulta evidente que si por defectos de cálculo, de diseño o constructivos, las dimensiones de las fundaciones resultan insuficientes, se transmitirán al suelo tensiones superiores a la que el mismo puede resistir, es decir, provocar deformaciones superiores a las que puede admitir la obra en cuestión.

Esta insuficiencia dimensional también se puede referir a las secciones necesarias para que la fundación pueda soportar la carga como elemento estructural individual.

En ambas situaciones el resultado puede ser asentamientos inadmisibles por la estructura o incluso el colapso de la misma.

Incremento de tensiones

Puede darse el caso de un cambio de destino de un local, la construcción de un piso alto no contemplado en el proyecto original de una vivienda, o la interacción entre dos fundaciones próximas (figura VI.3.).

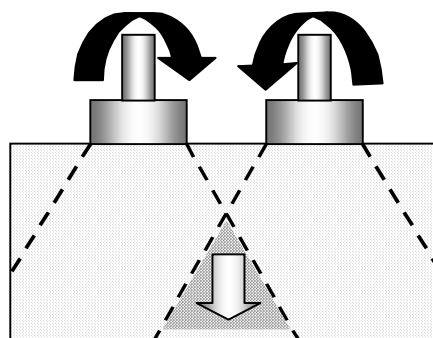


Figura VI.3

En las situaciones descriptas, el incremento de tensiones en la masa del suelo debajo de las fundaciones puede provocar asentamientos diferenciales, que generen agrietamientos o giros en las estructuras.

Excavaciones y túneles

Las excavaciones a cielo abierto y la ejecución de túneles provocan, en el terreno un cambio en el estado tensional, ya que al excavar se quita una parte del suelo que contribuía al equilibrio del conjunto.

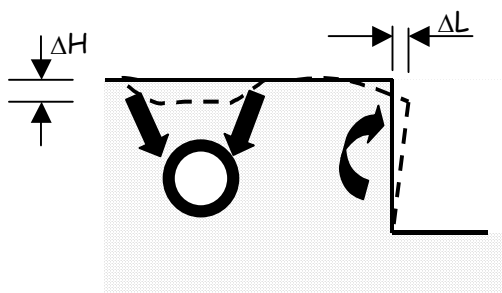


Figura VI.4

Como se aprecia en la figura VI.4, estas obras producen hundimientos y desplazamientos laterales del suelo, con los consiguientes asentamientos de las obras próximas a ellas.

Acciones dinámicas

Estas acciones pueden provenir de diversas fuentes, tales como máquinas rotativas o de impacto, equipos de transporte, sismos, hinca de pilotes, explosiones, etc.

El efecto que producen es un acomodamiento de las partículas de los suelos granulares, por ello el fenómeno es más significativo en suelos arenosos sueltos o saturados.

En los primeros el acomodamiento de las partículas provoca una disminución de los vacíos y por lo tanto una deformación en la masa del suelo.

En los suelos arenosos saturados, se produce el fenómeno de licuefacción, con la consiguiente deformación del suelo. De

esta problemática ya se ha hecho referencia en el capítulo 2, por lo que no es necesario un análisis más profundo

Estas deformaciones provocan asentamientos en las edificaciones apoyados sobre los suelos con los correspondientes daños a las estructuras.

Como dato de interés puede decirse que, en nuestro medio, en ocasiones se ha culpado a la hinca de pilotes o a las acciones de máquinas por los asentamientos de estructuras vecinas. Esta situación, en la gran mayoría de los casos, no ha podido ser verificada ya que los suelos loessicos tienen cohesión y por ende prácticamente no hay acomodamiento entre granos por vibraciones.

Estas acciones dinámicas tienen un componente adicional que son las vibraciones sobre los seres humanos y los ruidos. En general estos efectos tienden a crear en las personas afectadas la idea de grandes desplazamientos del suelo que son vinculados a problemas de asentamientos debidos en gran medida a otros factores, en particular el ingreso de agua en el terreno.

VI.3. LOS SINTOMAS

Una estructura que ha sufrido daños, fruto de las patologías de las cimentaciones ya descritas, muestra una serie de síntomas.

El relevamiento y análisis de estos síntomas puede mostrar las causas que los han provocado, su fuente y eventualmente el camino hacia la solución al problema.

Los síntomas pueden ser:

- Cuadros fisurativos o de agrietamientos
- Asentamientos y hundimientos
- Distorsiones, inclinaciones y giros

VI.3.1. Cuadros fisurativos

Las fisuras o grietas en un elemento (muro, tabique, viga, etc.), se produce por la aparición de esfuerzos de tracción que superan la resistencia del material que compone dicho elemento.

Si, por ejemplo, se toma un muro o tabique y se distorsiona el mismo (figura VI.5), se aprecia que aparecen esfuerzos de compresión por el acortamiento de una de sus diagonales y, perpendiculares a estos, esfuerzos de tracción por el alargamiento de la otra diagonal.

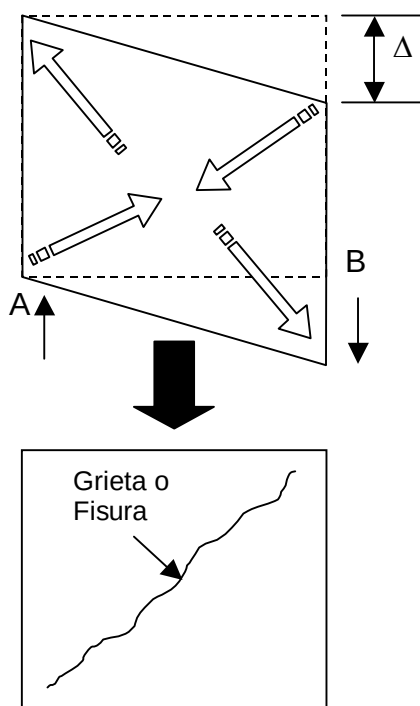


Figura VI.5

Esta distorsión puede deberse tanto a un descenso del punto B como a un

levantamiento del punto A. La grieta se produce, en general, siguiendo ángulos de aproximadamente 45 grados con la vertical.

Si el material constitutivo es homogéneo y el muro no tiene aberturas, las fisuras forman líneas más o menos continuas, mientras que en los materiales compuestos (p.ej. mamposterías), o en muros con aberturas (figura VI.6), este agrietamiento se produce siguiendo las líneas de menor resistencia o afectando las aberturas involucradas.

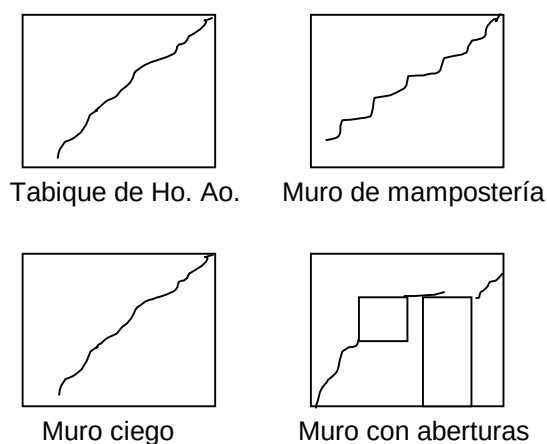


Figura VI.6

Si bien se ha dicho que los cuadros fisurativos son similares, ya sea que la distorsión se produzca por descensos o ascensos de la estructura, en ambas situaciones los mismos no son iguales.

Las grietas seguirán patrones relativamente diferentes de acuerdo al tipo de movimiento producido en la construcción.

En la figura VI. 7., se han indicado algunas de estas situaciones.

En los casos a) y b) de dicha figura las grietas se producen por sendos levantamientos del muro, mientras que en

los casos c) y d), las grietas aparecen por hundimientos del mismo.

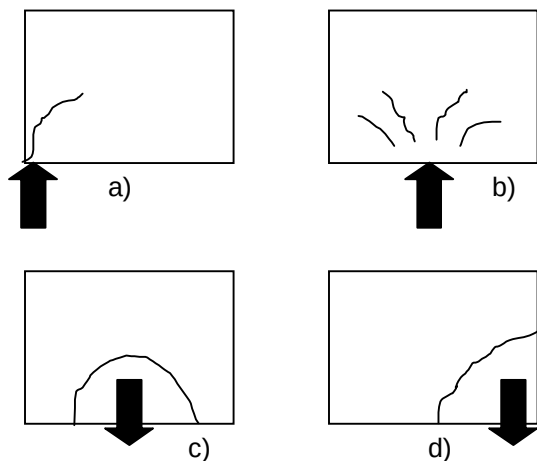


Figura VI.7

En el caso de estructuras aporticadas las grietas también se producen por la aparición de esfuerzos de tracción. La diferencia que en el caso de muros los agrietamientos de las vigas aparecen en distintos puntos de acuerdo al movimiento relativo de las columnas. En la figura VI.8., se aprecian estas situaciones.

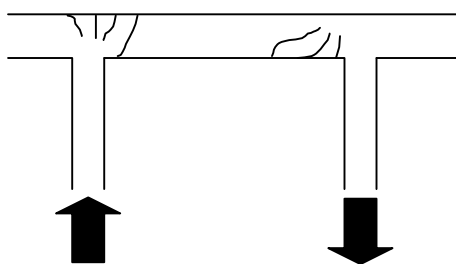


Figura VI.8

VI.3.2. Levantamientos y hundimientos

Estos síntomas se aprecian en los pisos o techos y pueden formar agrietamientos en los mismos, siguiendo curvas de nivel con pendiente hacia el foco del problema.

Si la magnitud de los mismos no es apreciable a simple vista, estos se detectan dejando correr sobre el suelo una bola o arrojando un hilo de agua. Tanto la bola como el agua se dirigirán hacia la parte de mayor hundimiento o hacia el sector menos levantado.

En general estos hundimientos o levantamientos están asociados a los cuadros fisurativos ya descritos que confirmarán las hipótesis respecto de su génesis.

VI.3.3. Distorsiones y giros

En el caso de aberturas los movimientos de las fundaciones, provocan distorsiones angulares en los marcos en general, no acompañados por deformaciones iguales en las puertas y ventanas. Esta situación trae aparejados problemas en la apertura y cierre de las mismas. En este caso, las distorsiones también están acompañadas por cuadros fisurativos en la edificación.

En el caso de elementos esbeltos, como son tanques o torres, la situación más común es el giro. Estos giros no están acompañados necesariamente de agrietamientos o fisuras.

VI.4. METODOLOGÍA DE INTERVENCIÓN

Ante una situación que pueda ser considerada como una patología debida a las cimentaciones, es conveniente que el profesional siga cierta metodología para mejor proveer a la detección de las causas y sus posibles soluciones.

Sin pretender ser abarcativo, de todas las medidas a tomar se indica a continuación,

un posible programa de intervención en estas situaciones.

En general la metodología de trabajo más usual en estos casos comprende los siguientes aspectos:

- a) Relevamiento de daños y síntomas.
- b) Recopilación de antecedentes.
- c) Medición y seguimiento de los síntomas.
- d) Verificación del estado de los cimientos y del suelo.
- e) Determinación de la o las posibles causas de la patología.
- f) Disponer las medidas de acción en cada caso.

VI.4.1. Relevamiento de daños y síntomas

Por relevamiento de los síntomas se entiende, la determinación de la magnitud y posición de los mismos. Esta actuación, además de brindar un cuadro de situación, permitirá a futuro planificar los seguimientos para evaluar la eficacia de las acciones adoptadas.

El relevamiento consta plantas y vistas de la obra, graficando en las mismas los daños detectados.

Resulta conveniente designar los diversos muros con números consecutivos de modo tal de distinguirlos fácilmente.

En las vistas, es necesario adoptar un sentido de observación y mantenerlo en todo el relevamiento, de modo tal de poder describir adecuadamente el problema (figura VI.9).

Este sentido de observación puede ser siempre observar de adentro hacia afuera o en sentido Norte y Oeste, por ejemplo, u

otro que resulte el más adecuado para aplicar a todos los muros.

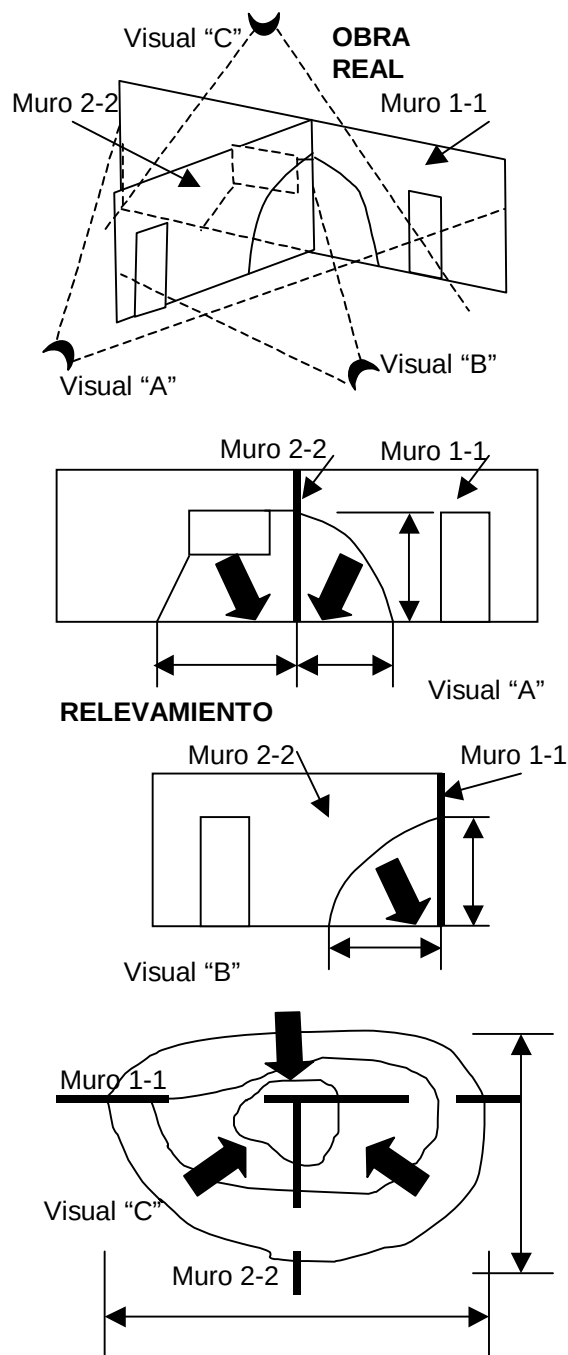


Figura VI.9

En la figura VI.9, se muestran las vistas y planta relevadas con sus correspondientes

cotas y flechas indicando el sentido de los hundimientos.

Esta forma de graficación ayuda a poner en claro la ubicación de los posibles focos del problema.

Para detectar el foco, puede recurrirse al sencillo expediente de asimilar las líneas de fisuras a sectores de circunferencias. En tal situación los radios de las circunferencias (flechas en la figura VI.9), señalan el posible foco del problema.

VI.4.2. Recopilación de antecedentes

Es de sumo interés recopilar la mayor cantidad de antecedentes de la obra en cuestión y del suelo del lugar.

Es necesario conocer la o las fechas de construcción y sucesivas modificaciones, la cota y tipo de fundación, la ubicación de las instalaciones sanitarias, la cronología de la sintomatología detectada, las características de las viviendas vecinas, la existencia de cañerías de servicios externas, y cualquier otro dato de interés que pueda aportar el propietario o usuario de la edificación.

Si estos datos no estuviesen disponibles el profesional interviniente deberá proceder a su investigación particular.

VI.4.3. Medición y seguimiento de los síntomas

Es preciso medir la abertura de las fisuras, su longitud y cantidad, así como la magnitud de los asentamientos, siguiendo en ambos casos su evolución a lo largo del tiempo.

Para medir las fisuras (figura VI.10), puede emplearse un fisurímetro, del mismo tipo que se emplea para estudiar daños en

materiales estructurales o bien calibres y reglas precisión.

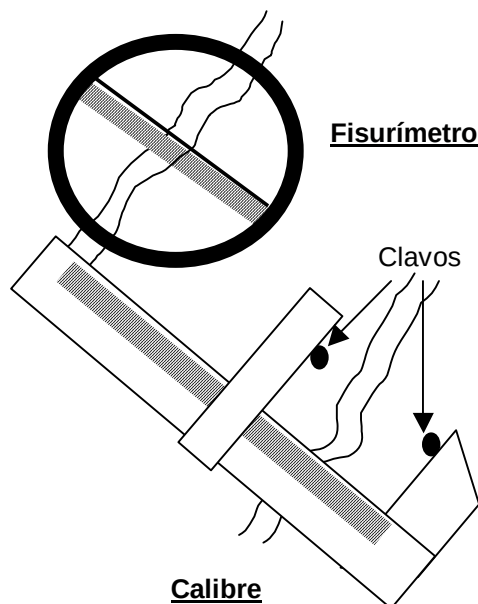


Figura VI.10

Con estos aparatos se miden las fisuras a intervalos de tiempo establecidos y se pueden graficar como se indica en la figura VI.11.

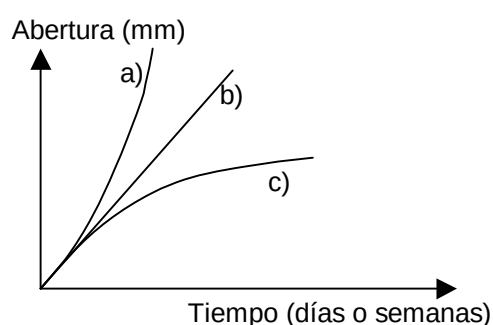


Figura VI.11

En dicha figura, las líneas a) y b), muestran fisuras, que crecen con el tiempo, es decir que no se han estabilizado, mientras que la línea c) es típica de una fisura que tiende a estabilizarse.

Esta representación es la que permitirá establecer si son necesarias medidas correctivas y si las medidas adoptadas han sido efectivas.

Si no se realizan estas mediciones pueden colocarse testigos de yeso sobre las fisuras (figura VI.12). Para ejecutar estos testigos se coloca una fina capa de yeso sobre la grieta, previo retiro de la pintura y del revoque dañado.

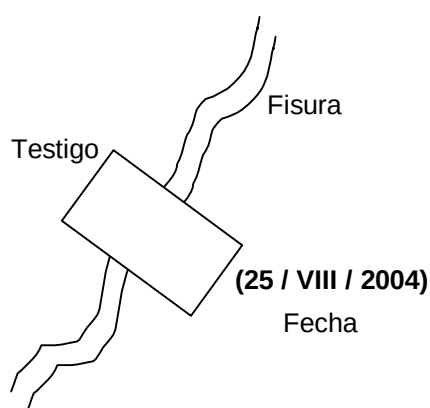


Figura VI.11

Al lado del testigo se escribe, sobre el muro, la fecha de colocación. A intervalos de tiempo predeterminados se revisará el mismo, comprobando se si ha vuelto a abrir la fisura. Si ha ocurrido esto, se retira el testigo dañado, se coloca uno nuevo y se escribe la nueva fecha.

Se repite esta tarea hasta verificar la estabilización de la grieta y si ello no se produce en un plazo razonable de tiempo se procederá a tomar medidas tales como refuerzos o recalces.

En el caso de hundimientos, distorsiones o giros, los mismos se miden mediante nivelaciones respecto de algún punto fijo o empleando plomadas referidas a líneas de verticalidad comprobada.

Al igual que en el caso de testigos, estas mediciones se realizarán a intervalos de tiempo prefijados y se verificará si los hundimientos o giros se mantienen o acentúan con el paso del tiempo.

VI.4.4. Verificación de cimientos, suelo e instalaciones

Otra tarea a realizar es la inspección de la condición en la que se encuentra el suelo, las dimensiones y características de las fundaciones existentes y el eventual deterioro de las instalaciones de la edificación, en especial los desagües cloacales y pluviales.

El sector a investigar será el que surge como posible foco del problema, en función del cuadro fisurativo relevado.

Se procederá a descubrir el cimiento, comprobando el estado del mismo y se tomarán muestras del suelo subyacente, comprobando su tenor de humedad y demás características necesarias para su identificación. De ser necesario se realizará un estudio geotécnico para determinar el perfil de suelos en el lugar.

Mediante pruebas hidráulicas se comprobará la estanqueidad de las cañerías de desagüe del edificio. Las pruebas se efectuarán aplicando al menos 1,00 metro de carga hidráulica, aún para las cañerías que supuestamente no trabajarán en esa condición.

Esta situación magnificará las pérdidas existentes, permitiendo su segura detección, y por otra parte al existir obstrucciones o situaciones extremas es posible que también esas instalaciones trabajen bajo carga.

Es conveniente que las pruebas sean realizadas bajo la supervisión del profesional, para no dejar librado a personal no calificado la interpretación de los resultados.

VI.4.5. Determinación de las causas

Luego de cumplidos todos los pasos anteriormente descriptos es posible establecer una o varias causas que generaron la patología detectada, así como la necesidad y eventual urgencia de una intervención más importante.

Las causas pueden ser buscadas entre las enunciadas en el listado de problemas más frecuentes o bien establecidas particularmente en cada caso cuando la problemática así lo aconseje.

VI.4.6. Medidas de acción

Establecidas las causas, es necesario actuar sobre ellas, así como sobre los síntomas por ellas provocados.

Para ello deberán aplicarse medidas correctivas las que pueden sintetizarse en:

- Medidas de urgencia
- Recalces y refuerzos
- Corrección de daños

Medidas de urgencia: Dentro de estas pueden citarse la eliminación de las causas, el eventual apuntalamiento o refuerzo provisorio de la estructura, y de ser necesario el desalojo de la edificación. En las causas puede procederse a cambiar cañerías, proteger las fundaciones, eliminar las fuentes de acciones dinámicas, etc. El apuntalamiento debe realizarse luego de establecer fehacientemente la inestabilidad de una parte o toda la

estructura o que los daños pueden progresar peligrosamente, y se ejecutará con la premura del caso empleando materiales acordes a ese fin, en cantidad y resistencia suficiente. La eventual desocupación del inmueble, es una medida extrema, y se decide cuando existe peligro de colapso en forma inminente o a lo largo del tiempo, y cuando las medidas de apuntalamiento no garanticen las vidas y los bienes de los ocupantes.

Recalces y refuerzos: Estos se emplean como medida definitiva para restituir a las fundaciones, y por ende a la estructura en general, las condiciones de estabilidad originales. Los recalces se realizan mediante técnicas específicas a cada problema y tipo de fundación y serán tratados por separado.

Corrección de síntomas: Los daños descriptos anteriormente, en general, no son aceptados por el propietario u ocupante del edificio, por lo que será menester proceder a su reparación. Estas tareas pueden circunscribirse sólo a reponer pisos revoques, y pinturas, o bien a tareas de mayor importancia como ser reparar y reforzar los muros, tabiques, columnas y vigas, y volver a nivelar la edificación. Para tomar la decisión de cual intervención realizar es necesario contemplar, el costo, envergadura, uso, e importancia de la obra y magnitud de los daños. Para viviendas unifamiliares, relativamente económicas, en general, es suficiente con reparar los revoques y pisos, y adicionalmente acuñar las grietas mediante flejes metálicos introducidos en las mismas a presión. El empleo de trabas o ganchos metálicos (llaves), resulta contraproducente ya que su colocación implica dañar aún más al muro y al deformarse para tomar carga, su eficacia es cuestionable. Por el contrario en el caso de edificios residenciales o industriales, con

daños en la estructura de hormigón armado, es absolutamente necesario proceder a reforzar la misma, mediante zunchados, colocación de refuerzos metálicos y eventualmente proceder a verticalizar la edificación, antes de revocar, reparar pisos y pintar la obra.

VI.5. REFUERZOS, SUBMURACIONES Y RECALCES

Con esta designación se engloban todas las tareas a ejecutar por debajo de los cimientos existentes, tendientes a su refuerzo, luego de haber fallado, por alguna de las causas ya indicadas anteriormente. Se pueden distinguir los siguientes tipos de tareas de refuerzo:

- a) Refuerzo o mejoramiento del suelo.
- b) Submuraciones.
- c) Recalce de bases.

En muchas de las soluciones indicadas para los puntos b) y c), es preciso construir una nueva fundación, lo que implica que las cargas actuantes deberán ser transferidas a las nuevas cimentaciones, garantizando una mínima deformación adicional al entrar en carga los nuevos elementos. Una ejemplificación de ello se plantea en el capítulo VII.

VI.5.1. Refuerzo o mejoramiento del suelo

Las alternativas pueden ser:

- Inyecciones
- Cementación a chorro (Jet grouting)
- Acciones térmicas
- Suelo clavado (soil nailing)
- Extracción de suelo

Inyecciones:

Las inyecciones consisten en introducir algún fluido, dentro de los espacios intergranulares del suelo. Ese fluido deberá tener características tales que le permitan ingresar en dichos intersticios (tamaño de partículas, viscosidad, etc.) y además que produzca la mejora deseada en el suelo.

Estas inyecciones se realizan mediante caños, que poseen orificios de inyección (figura VI.12).

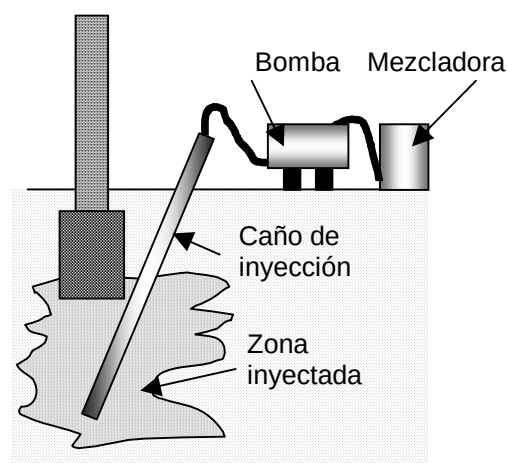


Figura VI.12

En general los fluidos a inyectar son suspensiones de cemento (lechada cementicia), suspensiones de arcillas (bentonita), emulsiones bituminosas, gel (sílice) y resinas (acrílicas o fenólicas).

Las inyecciones de lechada de cemento se aplican en arenas gruesas y gravas, ya que las partículas de cemento son más grandes que los espacios intergranulares para suelos más finos y por ello la inyección no penetrará en ellos.

Las suspensiones de arcillas pueden inyectarse en arenas medianas a gruesas, las emulsiones bituminosas en arenas medias

a finas, las de gel, se emplean en arenas finas y limos y las resinas en limos arenosos.

En suelos arcillosos o limo-arcillosos no es factible realizar inyecciones satisfactorias.

En la figura VI.13 (ref. 6), se esquematiza esta distribución.

Suelo	Grava Arena	Arena Gruesa	Arena Fina	Limo arenoso
Lechada de cemento	→			
Arcilla – bentonita	→			
Emulsión bituminosa		→		
Gel de sílice		→		
Resinas			→	

Figura VI.13

Cementación a chorro (Jet grouting)

Este sistema consiste en introducir una cañería con un pico inyector (tobera), por debajo de la fundación a recalzar, hasta la nueva cota de fundación (figura VI.14).

Una vez alcanzada esa profundidad se inyecta a través de la tobera inferior un chorro (jet) de lechada cementicia que disgrega el suelo mezclándolo con la lechada y formando suelo-cemento.

A medida que este chorro sale, la cañería se levanta y gira, dando forma a una columna de suelo cemento debajo de la base existente, produciendo su recalce.

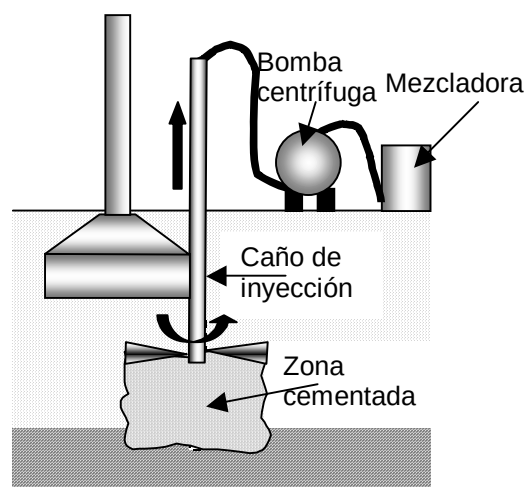


Figura VI.14

Esta técnica también se emplea para realizar muros de sostenimiento en excavaciones.

Acciones térmicas

Se introduce un caño en el suelo por el que circulará aire caliente o un fluido refrigerante (figura VI.15).

Si, por ejemplo, el suelo es arenoso y está saturado, se hace circular líquido refrigerante a alta presión que al expandirse congela el agua ubicada en los intersticios del suelo. Esto rigidiza el suelo y por lo tanto disminuye los asentamientos, o bien funciona como un muro de sostenimiento provisional.

Por el contrario si se trata de suelos limosos o arcillosos muy humedecidos (p. Ej. limos colapsables), se hace circular aire caliente. Esta situación se mantiene durante días o semanas y el suelo se cocina formando una especie de "gran ladrillo", que recalza la fundación existente.

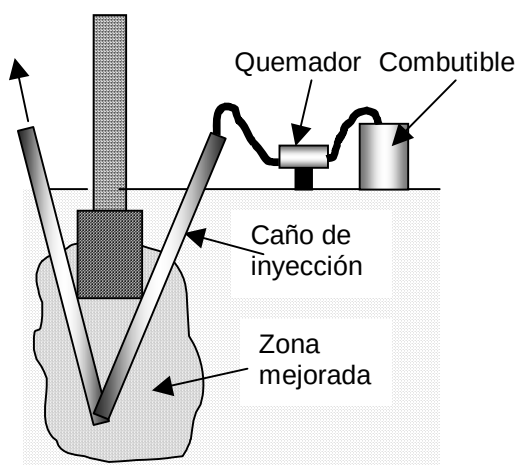


Figura VI.15

La cocción de suelos se emplea con éxito en nuestro país en algunas estaciones de bombeo del gasoducto Centro-Norte (ref. 8).

Suelo clavado

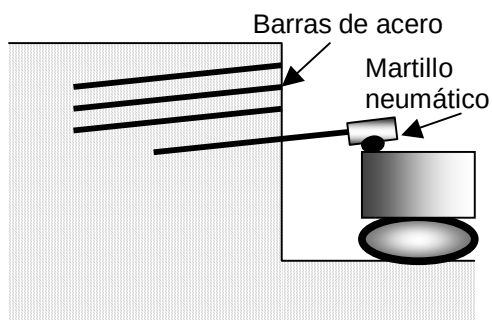


Figura VI.16

En el caso de excavaciones de gran tamaño, como la indicada en la figura VI.16, se puede emplear la técnica de introducir barras de acero en el suelo. Esto conforma un suelo reforzado (soil nailing), en forma análoga a lo que ocurre en el hormigón armado. Estas barras se colocan a media que la excavación avanza en profundidad.

De este modo se estabiliza la pared de la excavación y no se producen asentamientos en las estructuras vecinas o se refuerza el

suelo bajo una fundación existente, si la misma se asentó por la ejecución de la excavación.

Extracción de suelo

Si una estructura esbelta se ha asentado hacia un lado, provocando un giro, ello implica que el suelo bajo la fundación ha disminuido su volumen.

Para disminuir o eliminar ese giro, puede extraerse parte del suelo en el lado opuesto, provocando un asentamiento que equilibre al anterior.

Esta solución se ha empleado en la Iglesia Catedral de la ciudad de México y últimamente ha sido utilizada para disminuir la inclinación de la Torre de Pisa (Italia), ambas con gran suceso. En la figura VI.17, se esquematiza esta técnica.

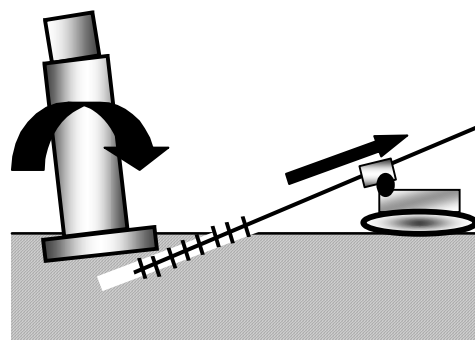


Figura VI.17

VI.5.2. Submuraciones

Como su nombre lo indica es el refuerzo de muros, mediante:

- Muros o tabiques
- Pozos de fundación
- Pilotes "raíz"

Mediante muros y tabiques

Consiste en construir un muro de mampostería o un tabique de hormigón debajo de un muro existente. Este nuevo muro o tabique, debe llegar hasta apoyar en un suelo más resistente. Para acceder debajo del muro debe excavar lateralmente y por etapas, por lo tanto es muy empleado cuando se construyen subsuelos adyacentes a un edificio existente (figura VI.18).

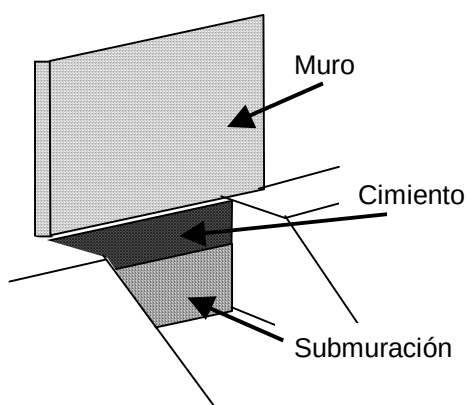


Figura VI.18

Las excavaciones laterales hasta llegar al cimiento del muro, se hacen por tramos de no más de 2,00 metros de ancho. Se excava tramo de por medio y una vez submurados estos, se ejecutan los tramos intermedios hasta completar todo el largo del cimiento.

Submuración mediante pozos de fundación

Esta submuración es la más común en nuestro medio, ya que los suelos loessicos, permiten la excavación a talud vertical, sin necesidad de entibados, si la misma se ejecuta en forma de pozo (figura VI.19).

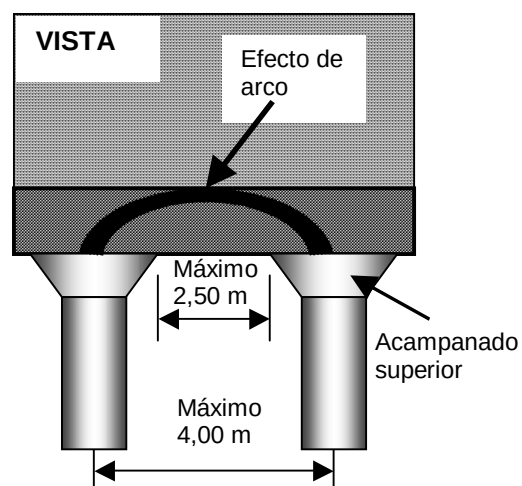
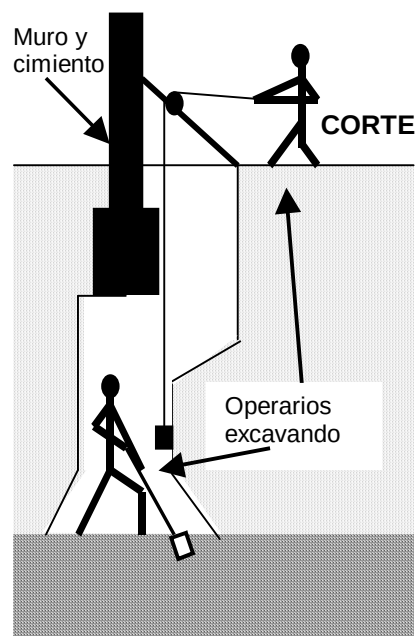
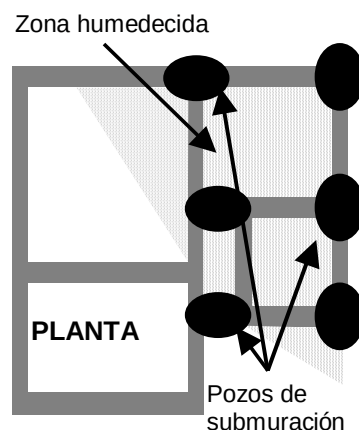


Figura VI.19

Como se aprecia en la planta y la vista graficadas en la figura VI.19, cada uno de estos pozos se ubica en la intersección de los muros, a una distancia máxima de 4,00 metros. En la parte superior de cada pozo se ejecuta un ensanche de modo que la luz libre tenga un máximo de 2,50 metros, con ello se aprovecha el efecto de arco en el cimiento del muro y se evita la colocación de vigas inferiores.

Como se aprecia en el corte de la misma figura los pozos se excavan a mano y pueden llevar un ensanche inferior.

Una vez realizada la excavación hasta alcanzar el terreno resistente, se procede al llenado de los pozos con hormigón. Este se realiza hasta llegar por encima del nivel de cimiento, para garantizar el contacto entre el hormigón nuevo y la fundación existente.

Para minimizar las deformaciones por transferencia de carga, se puede realizar el llenado en dos etapas. La primera hasta 50 cm por debajo del cimiento con un hormigón muy fluido, y la segunda hasta el nivel superior del cimiento con un hormigón aditivado para evitar la retracción.

Pilotes "raíz"

Esta técnica es muy utilizada en Europa en especial para restaurar edificios históricos. En nuestro país también se la ha empleado en diversas obras.

Consiste en perforar el muro y el cimiento con una mecha de 2,5 a 5,0 cm de diámetro desde las dos caras del muro. Las perforaciones se realizan inclinadas respecto de la vertical y a tresbolillo.

En la figura VI.20, se esquematiza el procedimiento.

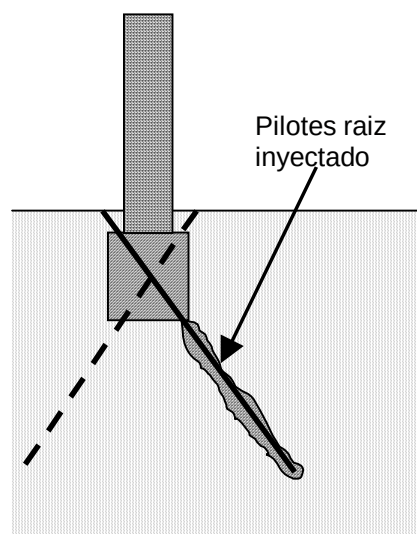


Figura VI.20

Una vez finalizada la perforación se introduce una barra de acero de alta resistencia y se inyecta con lechada cementicia el espacio entre la barra y el suelo.

De este modo se logra un refuerzo del suelo en forma similar al suelo clavado ya descrito.

La cantidad, profundidad y separación de los pilotes "raíz", es función de la carga, del tipo de suelo y la calidad de la mampostería y el cimiento existente.

VI.5.3. Recalces de bases

Este tipo de refuerzos se emplea en general para fundaciones de estructuras de hormigón armado, siendo los más comunes:

- Recalce por recrecido de la base.
- Recalce por pozos de fundación.
- Recalce mediante micropilotes.

Recalce por recrecido de bases

Esta solución se aplica cuando el suelo resistente se encuentra a poca profundidad (menos de 1,00 metro) por debajo de la base o cuando la base se apoya sobre suelo resistente pero sus dimensiones son insuficientes para tomar las acciones de proyecto, ya sea por error en su diseño o por haber cambiado las condiciones de carga.

Se excava lateralmente y por debajo de la base, de un lado por vez. La excavación lateral debe tener las dimensiones de la nueva base. En la figura VI.21, se esquematiza esta solución.

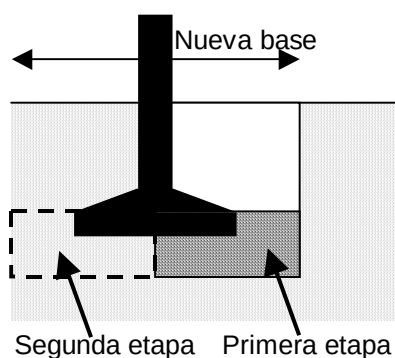


Figura VI.20

De ser necesario se puede picar parcialmente la base a reforzar y descubrir sus armaduras, para soldarlas con las de la base recrecida.

Por razones de seguridad, para su ejecución se requiere el apuntalamiento de la estructura existente.

Recalce por pozos de fundación

Este refuerzo es similar al indicado para la submuración y se usa fundamentalmente cuando la nueva cota de fundación se

encuentra muy por debajo de la base existente. Tradicionalmente ha sido empleado con gran asiduidad en nuestro medio por las características de los suelos locales.

Consiste en excavar lateralmente a la base un pozo cilíndrico que se introduce por debajo de la misma y se excava hasta alcanzar el manto resistente inferior (figura VI.21).

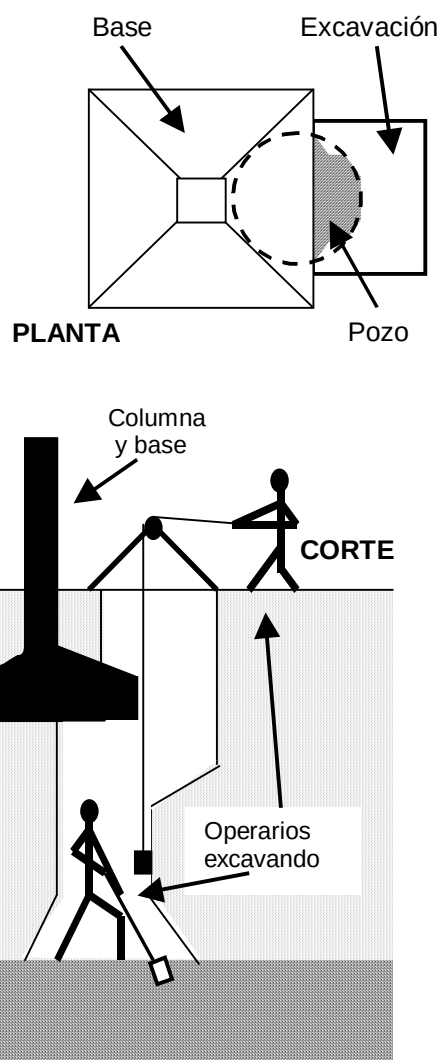


Figura VI.21

La forma de excavación y llenado del pozo es análoga a la indicada para la submuración mediante pozos de fundación.

Recalce mediante micropilotes

Este recalce consiste en reforzar una fundación existente mediante el empleo de pilotes de pequeño diámetro.

Una primera división se da en la forma que los micropilotes se unen a la estructura. Esta división se esquematiza en la figura VI.22:

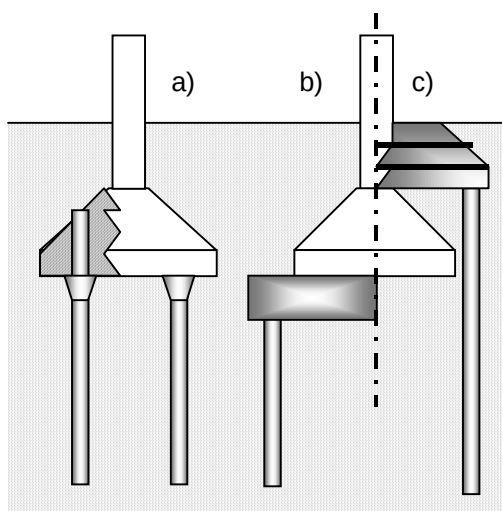


Figura VI.22

- a) Micropilotes que se unen directamente a la fundación existente.
- b) Micropilotes que se unen indirectamente a la fundación existente.

En el caso a), la transferencia de carga se realiza directamente por adherencia entre el micropilote y la fundación, eventualmente con la colaboración de algún ensanche bajo la misma.

La segunda situación, precisa de la ejecución de una estructura de

transferencia, como ser vigas inferiores, (b), o abrazaderas laterales pretensadas, (c).

El diámetro de los micropilotes oscila entre 10 y 30 cm, y están contruidos en general de hormigón armado o acero.

De acuerdo a la forma de colocación pueden dividirse en, excavados y hormigonados in situ, hincados estáticamente, e hincados dinámicamente.

Micropilotes excavados y hormigonados in situ:

Estos micropilotes se construyen como los pilotes del mismo tipo, aplicando las técnicas descriptas en el Capítulo 3 de este libro (figura VI.23).

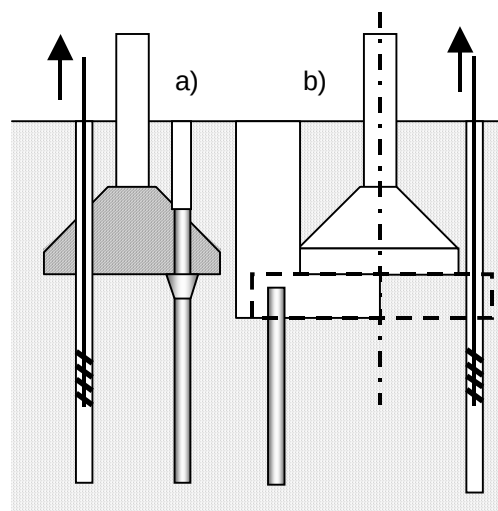


Figura VI.23

En el caso a), se excava el suelo hasta la base y luego se perfora la misma con corona de diamantes. En ese punto se continúa la excavación (con o sin empleo de lodos bentoníticos) hasta alcanzar el suelo resistente inferior. Mediante un útil especial se realiza un ensanche bajo la base, se coloca la armadura, que pueden ser hierros convencionales con estribos o un caño de acero y se llena de hormigón o se

inyecta mortero a presión llenando el micropilote por encima del nivel superior de la base.

En el caso b) se perfora hasta la nueva cota de fundación, y se hormigona el micropilote con las técnicas ya descritas, hasta un nivel por debajo de la base existente. A posteriori se realiza un excavación lateral de la base y se construye o coloca una viga que puede ser de hormigón armado o metálica. Esta técnica es más complicada que la anterior y menos efectiva.

Micropilotes hincados estáticamente:

Estos micropilotes fueron ideados originalmente por la firma FRANKI, denominados pilotes MEGA.

La figura VI.24, muestra las fases constructivas del mismo.

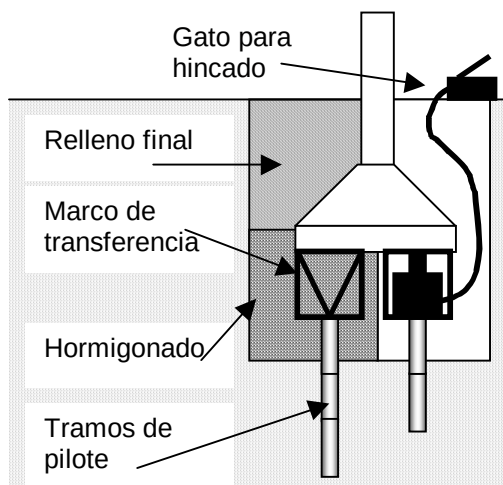


Figura VI.24

Se excava lateralmente y por debajo de la base en forma parcial, dejando un espacio para introducir el gato y un tramo de pilote.

Accionando el gato contra la base existente se hincan sucesivamente los tramos de pilote hasta alcanzar el rechazo. En ese punto en lugar de penetrar el pilote

comienza a levantarse la base. Al producirse el rechazo se extrae el gato, se coloca un marco metálico para transferencia de carga, en lugar del gato y se hormigona el espacio que rodea al pilote hasta un nivel ligeramente superior al fondo de la base.

A posteriori, se repite la operación hasta colocar todos los pilotes necesarios, simétricamente distribuidos bajo la base.

Micropilotes hincados dinámicamente:

Se trata de una técnica cada vez más empleada en nuestro medio. Internacionalmente se los conoce como tipo "Stubb".

Consiste en colocar un caño mediante hincadora, a través de la fundación existente (figura VI.25).

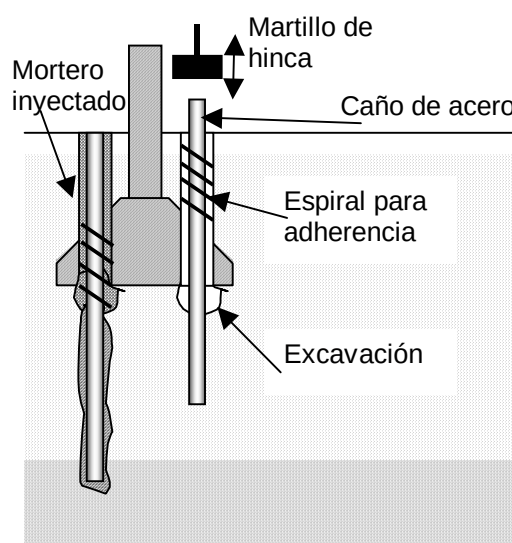


Figura VI.25

El primer paso consiste en realizar una excavación hasta la base, perforar ésta con corona de diamante y luego, eventualmente, excavar un ensanche bajo la misma.

A través de la perforación, se hincan un caño en el suelo hasta el rechazo. El caño, de acero de alta resistencia, tiene un diámetro

de entre 70 y 100 mm, con perforaciones para inyección. En el mismo se halla soldado un zuncho de hierro redondo, en coincidencia con la zona de vinculación con la base, para garantizar la adherencia a la misma.

Una vez colocado el caño, se procede a la inyección de mortero cementicio a alta presión, con lo cual se llena el caño, se ocupa el espacio entre el caño y la excavación, y parte de la lechada penetra en el suelo circundante mejorando la adherencia lateral.

Los métodos indicados son sólo algunos y en sus esquemas más simples. En la práctica profesional y ante un problema determinado puede recurrirse a variantes o combinaciones de los mismos. El estudio de todos ellos escapa a los alcances de este libro.

VI.6. RESUMEN DEL CAPITULO

A modo de resumen puede decirse que:

- En todo problema de patologías en las construcciones, debidas a las fundaciones pueden distinguirse, síntomas y causas.
- Los síntomas son grietas, asentamientos, distorsiones, giros, etc.
- Las causas pueden ser atribuidas al suelo (colapso, expansión, consolidación, licuación, etc.), a la fundación (defectos constructivos, dimensiones insuficientes, interacción, etc.) o a agentes externos (sismos, sobrecargas, variaciones del nivel freático, etc.).
- Determinados estos síntomas y causas debe diagnosticarse el problema, y realizar un seguimiento

de su evolución para decidir las medidas a tomar.

- Estas medidas siempre deben comenzar por eliminar la causa y seguir con los tratamientos de los síntomas y de ser necesario se deben realizar acciones a nivel de la cimentación.
- Estas acciones pueden ser, el mejoramiento del suelo existente, la submuración de muros o tabiques o el recalce de bases o fundaciones.
- El mejoramiento de suelos, consiste entre otras técnicas en inyecciones, cementaciones, acciones térmicas o introducción de refuerzos.
- Las submuraciones pueden realizarse mediante muros y tabiques, pozos de fundación o pilotes raíz, etc.
- Los refuerzos de fundaciones, se realizan mediante recrecidos de bases, pozos de fundación, micropilotes, etc.
- Existen diversas técnicas en cada caso, las que deberán ser evaluadas en cada oportunidad.

VI.7. CONCLUSIONES

Las patologías de las cimentaciones son, en nuestro medio, uno de los problemas más comunes dentro del accionar profesional de las obras de arquitectura, en general debido a problemas con los suelos locales (colapsables).

La intervención del profesional es la que garantiza que se detecten las causas y que se establezca una metodología de intervención, para que los síntomas no se agudicen, y el problema provoque serios daños e incluso el colapso de la edificación.

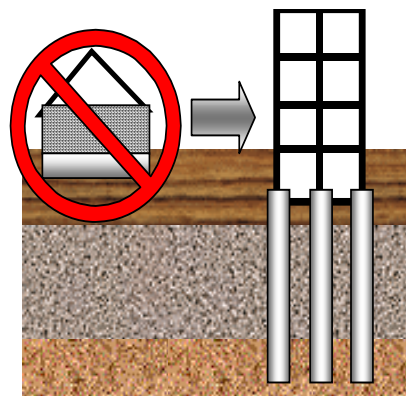
En cada caso y ante problemas específicos, el profesional deberá decidir las acciones a efectuar para lograr un resultado acorde con la problemática detectada.

VI.8. REFERENCIAS

24. Cátedra de Geotecnia III- Apunte Teórico Práctico" - U.N.C. - 2000
25. Jiménez Salas J. A. "Geotecnia y Cimientos III", ed. Rueda, 1980
26. Cestelli Guidi, C. "Geotecnia e Técnica delle fondazioni", ed. Hoepli, 1980
27. Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoría e prática" - Ed. Pini - 1999
28. Fang, H. "Foundation Engineering Handbook", ed. Van Nostrand-Reynolds, 1990
29. Rodríguez Ortiz, J. M. "Curso de Rehabilitación-La cimentación", COAM, Madrid, 1983
30. Terzariol, R, et al. "Recalce de un edificio de 10 pisos, en la ciudad de Córdoba, Argentina", Memorias del 2 COPAINGE, Asunción, Paraguay, 2003
31. Núñez, E. - Conversaciones con el autor, 1997.

Capítulo 7

"ANÁLISIS DE CASOS"



VII.1. GENERALIDADES

En este capítulo se analizará, mediante algunos ejemplos de obras, como el suelo en el sitio de emplazamiento, los problemas de excavaciones, la presencia de estructuras enterradas o las fundaciones de obras vecinas interactúan con diversos proyectos de obras de arquitectura condicionando desde el proyecto hasta la ejecución misma de la obra.

Estas obras presentan problemáticas diferentes de acuerdo a la envergadura de las mismas, los tipos de suelos encontrados en cada lugar, la presencia de agua subterránea, los tipos de estructuras vecinas, etc.

Por ello se han dividido los ejemplos analizados en tres grandes grupos:

- Problemas de suelos y fundaciones
- Problemas de excavaciones y obras enterradas
- Problemas de interferencias con vecinos

En cada grupo se analizan varios ejemplos locales que ilustran la diversidad de la problemática y algunas de las soluciones planteadas.

Los casos presentados son sólo algunos que ilustran la problemática no pretenden ser exhaustivos del universo ni ser paradigmáticos. Sin embargo resultan adecuados para ejemplificar los aspectos relevantes de la problemática.

Queda en manos de los profesionales intervinientes en cada caso, el encontrar las soluciones pertinentes que satisfagan la ecuación técnico-económica que gobierna cada uno de los proyectos.

VII.2. CASOS ANALIZADOS

Los casos a analizar son los siguientes de acuerdo al agrupamiento antes indicado:

1. Suelos y Fundaciones
 - Edificio de Laboratorios
 - Ampliación Policlínico
 - Suelos colapsables
2. Excavaciones y obras enterradas
 - Tintorería Industrial
 - Planta Industrial
 - Escuela y Edificio PH
3. Interferencia con vecinos
 - Torres con cocheras
 - Edificio Shopping

En el primer grupo se ubican cambios de proyecto arquitectónico o modificaciones de implantación en el sitio, de incompatibilidades entre costos de obra y soluciones de fundación, adecuación de materiales y tipologías estructurales e incluso abandono del sitio o del proyecto, debidos a la presencia de suelos con características particulares y variaciones en el perfil geotécnico dentro del predio.

En el segundo se agrupan ejemplos de modificación de proyecto, metodologías constructivas e incluso la ubicación, evidenciadas por la presencia de suelos desmoronables, necesidad de entibados, o la presencia de conductos u obras enterradas que interfieren con la obra en cuestión.

Finalmente el tercer grupo engloba casos de interferencias con edificios vecinos que condicionaron el proyecto estructural y con ello la arquitectura. Las interferencias analizadas se dan a nivel de fundaciones en cuanto a tipología de las mismas, la cota de apoyo, y/o la invasión al terreno que ocupa el proyecto en estudio.

VII.3. PROBLEMAS DE SUELOS Y FUNDACIONES

Se analizarán tres situaciones, dos referidas a obras y una tercera referida a problemas de suelos colapsables en general referidos a una obra particular.

Laboratorios.

En un predio ubicado en el Camino a 60 cuadras, hacia el Sur de la Avenida de Circunvalación en la ciudad de Córdoba, hacia finales de la década de 1980, se proyectó un edificio para algunos laboratorios locales de un instituto de investigación nacional.

El predio pertenecía al Gobierno de la Provincia de Córdoba y fue intercambiado con otro del instituto de investigación, ya que esta ubicación resultaba más conveniente logísticamente.

El proyecto contemplaba una serie de edificios de una planta con un tanque de agua elevado. En dicho proyecto estos edificios eran de hormigón armado convencional de una planta extendidos en la superficie del lote y con fundación superficial.

Dado que se trataba de un edificio a construir en cooperación con una agencia extranjera de promoción, no eran aceptables daños aunque sean menores (grietas, etc.) debidas a asentamientos o problemas del tipo.

Al realizarse el estudio de suelos (ref. 1) se determinó un perfil geotécnico (Ver figura VII.1) dominado por materiales sedimentarios limosos depositados por acción del viento (Loes).

Los primeros 5,00 metros son suelos autocolapsables es decir que pueden sufrir la pérdida total de su resistencia al corte por humedecimiento bajo la acción de su propio peso.

Entre 5,00 metros y una profundidad variable entre 10,00 metros y 12,00 metros, se encuentran limos colapsables, es decir que pueden sufrir colapso bajo la acción de alguna carga aún cuando esta sea baja.

En los sectores delantero y central de lote, por debajo de estos materiales se encuentra un suelo limoso pero fuertemente cementado, y por ende no es colapsable, pudiendo soportar cargas como las del proyecto.

Pero en el sector trasero del lote este último estrato no aparece y al encontrarse un canal de riego próximo a la zona, desde los 6,00 metros de profundidad el suelo se encuentra saturado, creándose una falsa capa freática.

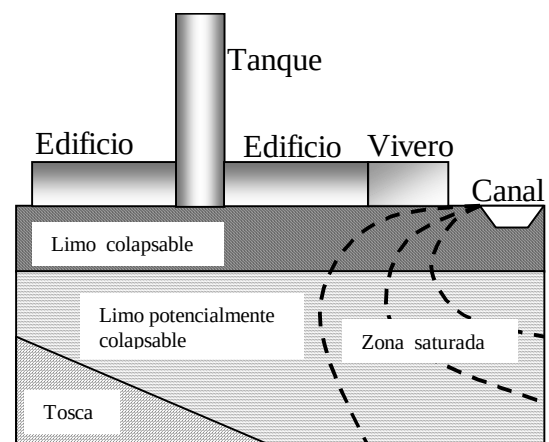


Figura VII.1

Esta situación implicaba una serie de problemas de fundación y constructivos:

- No era viable la fundación superficial.
- Las fundaciones profundas resultaban con cargas muy bajas y por su cantidad no eran compatibles con el costo de la estructura.

- En la zona posterior no era posible fundar con el grado de seguridad requerido dado que no aparecía ningún estrato con suficiente capacidad de carga.
- En la misma zona el suelo estaba saturado con las consiguientes complicaciones constructivas para las fundaciones profundas.

Ello condujo a una modificación del proyecto original agrupando los edificios hacia el sector delantero del lote y fundándolos mediante pilotes excavados y hormigonados "in situ" (figura VII.2). De ese modo se concentraron las cargas puntuales minimizando el número de pilotes y aumentando su carga.

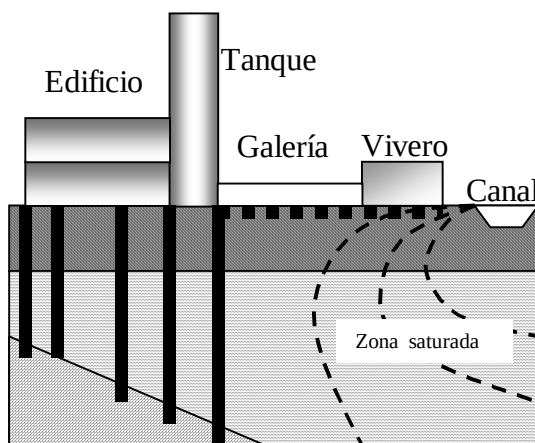


Figura VII.2

El vivero ubicado en el sector trasero se diseñó con una estructura metálica isostática con cerramientos plásticos.

La vinculación entre estos edificios se realizó mediante una galería con estructura metálica isostática. Tanto el vivero como la galería se fundaron superficialmente con bases aisladas.

Estas modificaciones de proyecto permitieron emplear dos sistemas de

fundación compatibles con cada sector y el suelo subyacente, que garantizaran el comportamiento estructural de las obras, con un costo acorde a las mismas

El edificio se construyó de la forma indicada y a la fecha no ha presentado problemas.

Ampliación Policlínico

En un barrio, ubicado en los suburbios Sur-Oeste de la ciudad de Córdoba, a comienzos de la década de 1990, se planteó la ampliación del Policlínico existente (ref.2).

El proyecto era similar al existente, con estructuras de hormigón armado de una planta extendidas en superficie. Esta estructura pese a estar fundado sobre pilotes, por defectos constructivos había presentado problema de asentamientos diferenciales en la zona de baños.

Los nuevos edificios se construirían sobre la misma calle en sendos lotes ubicados al Oeste y al Este del existente.

Al realizarse los estudios de suelos se encontró que el perfil era completamente diferente en los dos lotes.

En el lote ubicado al Este se encontró un manto de limos con lentes y capas de arenas finas intercaladas. Los limos presentaban características colapsables, mientras que las arenas finas eran heterogéneas y sueltas. A partir de una profundidad variable entre 7,50 metros y 11,50 metros se hallaba un horizonte de arenas gruesas compactas.

Por su parte en el lote Oeste, el perfil era en toda su profundidad, prácticamente uniforme y formado por limos colapsables y lentes de arena. A una profundidad de 18,00 metros aproximadamente se detectó el nivel freático. No se halló el horizonte de arenas que se ubicó en los otros lotes.

En la figura VII.3, se aprecia esta descripción.

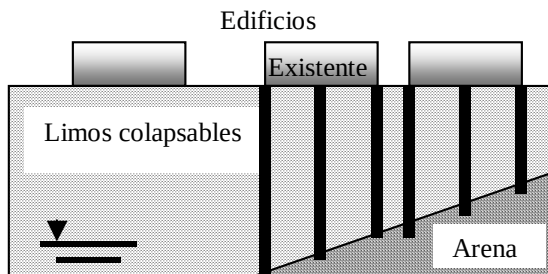


Figura VII.3

Esta situación obligó a una reformulación del proyecto ubicando un edificio de doble altura en el lote Oeste, fundándolo mediante pilotes apoyados en el manto de arenas inferiores (figura VII.4.).

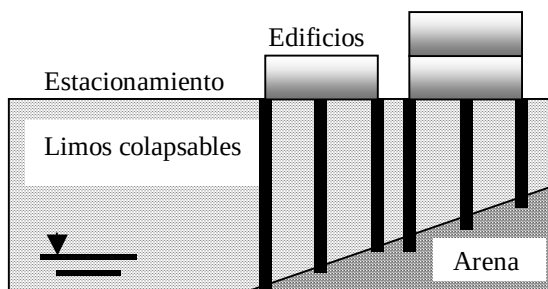


Figura VII.4

El lote ubicado al Este se destinó al estacionamiento y pequeñas edificaciones de servicio y mantenimiento, que se diseñaron con estructuras metálicas isostáticas.

Hasta el presente esta Ampliación no se ha llevado a cabo, por lo que no se puede evaluar su comportamiento real.

Viviendas en suelos colapsables

Existe en el medio un fenómeno que se podría llamar la "cultura de la vivienda individual", fenómeno este que no se da en otros países más desarrollados.

Esto significa que la población ubicada en la franja social que puede acceder a viviendas de interés social, tiene una marcada preferencia por las viviendas unifamiliares, de una planta, en lotes individuales, en desmedro de viviendas colectivas en altura.

Remarcando esta situación, experiencias de esta segunda alternativa no han arrojado resultados satisfactorios en cuanto a la integración social de los conglomerados humanos que ocupan esas edificaciones.

Toda la región Centro Nor-Oeste del país está ocupada por una región bioclimática semiárida con clima continental templado y seco.

En esta región se ubican estratos de suelos limos loessicos en horizontes de hasta varios cientos de metros de espesor. Superficialmente y hasta profundidades que puede variar entre 10,00 y 20,00 metros, estos suelos presentan características colapsables (ref. 3).

Esta característica implica que los mismos pierden su resistencia ante incrementos en su contenido de humedad provocando asentamientos de hasta decenas de centímetros en forma prácticamente instantánea, con el consiguiente colapso de las estructuras fundadas sobre ellos.

La combinación de todos estos factores, es decir, viviendas económicas, de una sola planta, una por lote, sobre suelos colapsables y la inconveniencia social y cultural para agrupar estas viviendas, generan un problema serio a la hora de realizar proyectos que satisfagan todos estos condicionantes.

La solución más segura y usada internacionalmente, es la de fundar mediante pilotes que atraviesen los mantos

superiores colapsables apoyando sobre horizontes inferiores estables ante los humedecimientos.

Esta solución puede ser prohibitiva por su alto costo relativo y en cierta medida no es totalmente correcta ya que no aprovecha completamente la capacidad de carga de los pilotes dada la baja carga actuante. Esto último puede ocasionar fenómenos de asentamientos al humedecerse el suelo lateral a los pilotes por pérdida de su capacidad de carga friccional (ref. 4).

Por lo tanto una solución técnico-económicamente correcta puede ser la de fundar superficialmente, pero tomando medidas que minimicen las posibilidades de humedecimiento del suelo y con ello el colapso del mismo.

Pese a todo no debe olvidarse que esta solución, si bien parece atractiva, presenta un mayor riesgo, ya que evitar por completo el ingreso de agua al suelo es imposible. Este riesgo debe ser conocido por el propietario y asumido por el mismo quien deberá extremar las medidas de mantenimiento en este tipo de viviendas.

Con estas aclaraciones, medidas a plantear pasan a ser un condicionante del diseño arquitectónico. Un buen diseño arquitectónico y de detalle, y un control en la ejecución, son la garantía del futuro funcionamiento de estas estructuras.

El concepto primordial en el diseño es evitar que el agua ingrese al suelo. Para ello deben identificarse las eventuales fuentes de ingreso, relativas a la vivienda. No se contemplan las fuentes externas a la misma como ser conducciones de las viviendas vecinas. Del mismo modo las cañerías de abastecimiento y cloacales maestras, escapan a este análisis y su correcto diseño

para evitar el humedecimiento del suelo, corresponde a las empresas prestadoras de estos servicios.

Las principales fuentes propias de ingreso de agua al suelo en una vivienda son cuatro:

- Aguas de lluvias (5%)
- Cañerías cloacales (40%)
- Cañerías pluviales (40%)
- Cañerías de abastecimiento (5%)

Los números entre paréntesis indican la incidencia de cada una de ellas de acuerdo a una investigación llevada a cabo en la Universidad Nacional de Córdoba (ref. 5), para la ciudad de Córdoba.

Las medidas a tomar pueden sintetizarse como sigue:

1. El nivel general de la vivienda debe estar por lo menos 30 cm por encima del nivel general del terreno. En terrenos con pendiente conviene ubicar la vivienda en el sector más alto del lote.
2. Realizar veredas perimetrales alrededor de toda la vivienda. Estas veredas deben ser amplias (mín. 1,00 metro), con pendientes superiores al 2% hacia el exterior y estar apoyadas sobre suelo adecuadamente compactado.
3. Todas la cañerías a emplear deben ser de materiales nobles debidamente aprobados por los entes correspondientes.
4. Las cañerías de abastecimiento de agua o riego, no deben estar enterradas dentro de la vivienda o en proximidades de muros.
5. Los desagües de los techos deben bajar mediante cañerías hasta las veredas perimetrales y de ser

posible el agua debería conducirse por cañerías superficiales fuera de esta vereda.

6. Deberán evitarse las gárgolas y caídas libres de agua sobre el piso o muros.
7. Conviene agrupar la zona húmeda de la vivienda (baños y cocina) en un solo sector con muros coincidentes para concentrar los eventuales daños.
8. En los baños y cocinas conviene construir losas sanitarias que contengan a todas las cañerías enterradas.
9. Los conductos cloacales y pluviales deben estar contruidos con materiales nobles o plásticos con espesor no menor a 3,2 mm de pared.
10. Estos conductos deben colocarse dentro de canales sanitarios de hormigón armado que ante eventuales pérdidas eviten el ingreso de agua al suelo.
11. Las conducciones deben dirigirse directamente fuera de la vivienda sin atravesar los dormitorios, el estar, estudios, etc., para que el eventual daño no se propague afectando varios muros o pisos.
12. Las conducciones enterradas deben alejarse rápidamente de la vivienda y en lo posible atravesar cocheras, garages o patios, donde el cambio de pisos no resulte oneroso.
13. No es adecuado escatimar en cámaras de inspección ya que ello permite sectorizar las pérdidas y las eventuales zonas dañadas.
14. Si no existe sistema cloacal externo, las cámaras sépticas, pozos absorbentes o perforaciones drenantes, deben construirse alejados de la vivienda y sus paredes es conveniente que estén revestidas por caños u mampostería, para evitar el desmoronamiento de los pozos o la

infiltración de líquidos en la zona vecina a los cimientos.

Si se funda mediante plateas o plantillas de fundación de hormigón armado, debajo de la fundación deberá proyectarse un paquete de suelo mejorado por compactación. Puede adoptarse en general los siguientes lineamientos:

- Debe retirarse siempre el suelo vegetal y luego comenzar a compactar.
- Colocar el suelo de relleno, en capas de no mas de 20 cm de espesor y compactar mediante equipos adecuados (rodillos vibratorios o pata de cabra, no mediante el paso de camiones o rodillos lisos neumáticos).
- Compactar hasta obtener un Peso Unitario mínimo igual al 98% del valor determinado mediante el ensayo Proctor Standard, con la humeada óptima de compactación.
- La última capa de 20 cm puede realizarse empleando mezclas de suelo cemento o suelo cal o material granular seleccionado, con los mismos requerimientos de compactación ya indicados.

Puede emplearse cimientos corridos de hormigón simple de cemento Pórtland, no cal, colocados en forma homogénea evitando la segregación de los agregados de mayor diámetro y menos aún colocar esos materiales en capas secas o sin mortero suficiente.

En todos los casos enmarcar la mampostería con encadenados contribuye a hacer monolítica la estructura de la vivienda y reforzar los muros disminuyendo la magnitud de eventuales agrietamientos e incluso

EL SUELO COMO CONDICIONANTE DEL DISEÑO
Ing. Roberto Terzariol *Prologo*

evitando la aparición de los mismos si el problema se detecta a tiempo.

Finalmente instruir a los propietarios, si es necesario mediante un manual de mantenimiento de la vivienda, sobre la gravedad de las pérdidas de agua y el ingreso de la misma en el suelo

Si bien estas recomendaciones no son exhaustivas ni excluyen otras que puedan surgir de la experiencia del profesional proyectista, pueden considerarse como las mínimas exigibles en un proyecto adecuadamente realizado.

Si bien los casos de daños por estos inconvenientes son suficientemente conocidos en el medio, a modo de ejemplo se cita un Plan de 300 viviendas en una provincia limítrofe con Córdoba, que sufrieron daños detectados a partir del año 2001, a menos de un año de su entrega a los propietarios.

En ese predio el perfil geotécnico indicaba un horizonte superior de limos eólicos colapsables con un espesor variable de entre 3,00 y 5,00 metros. Debajo del mismo se encontraba un horizonte de arenas gruesas compactas estable ante los cambios de humedad.

Las fundaciones adoptadas fueron plantillas de 20 cm de espesor sobre suelo compactado.

Algunas viviendas habían sido ampliadas o refaccionadas por los ocupantes sin intervención de profesionales.

A los pocos meses de ser habitadas alrededor de un 40% de las viviendas, comenzaron a mostrar signos de deterioro, tales como asentamientos de muros,

agrietamientos, desencuadre de marcos de aberturas, etc.

Para estudiar el problema se relevaron los daños y se descubrieron las fundaciones en algunas viviendas (ref. 6). Mediante este análisis se determinó que, entre otros las siguientes deficiencias de proyecto y constructivas:

- Los techos desaguaban mediante gárgolas que volcaban directamente sobre el suelo.
- Las veredas perimetrales eran de 40 cm de ancho y con escasa pendiente.
- Los desagües de los patios habían sido inutilizados por las ampliaciones efectuadas por los propietarios.
- Algunas viviendas estaban en la parte más baja del lote con lo cual acumulaban agua de lluvia a su alrededor.
- Los caños de abastecimiento eran plásticos tipo manguera negra, con uniones de espiga y estaban enterrados y corrían a 5 cm de las plantillas de fundación.
- En algunos sectores se encontraron hasta 5 empalmes de esta cañería desde la llave de paso de la vereda hasta la subida al tanque de agua.

Al subsanarse todos estos errores los cuadros fisurativos se estabilizaron en la mayoría de las viviendas. Sólo unas pocas debieron recalzarse ante la magnitud de los daños producidos.

Es decir con un buen proyecto y una curada construcción todos estos danos con seguridad podrían haberse evitado, o al menos haber disminuido la cantidad de viviendas afectadas.

VII.4. PROBLEMAS DE EXCAVACIONES Y OBRAS ENTERRADAS

Se analizan tres ejemplos de obras en las que los problemas de excavación de subsuelos por presencia de suelos desmoronables o el techo de roca, y la existencia de estructuras enterradas previas a la ejecución de las obras produjeron cambios en el proyecto o incluso el cambio de sitio del mismo.

Tintorería Industrial

A comienzos de la década de 1990, se proyectó la construcción de un edificio para una tintorería industrial, en la zona céntrica de la ciudad de Córdoba.

El proyecto contemplaba un subsuelo de 4,00 metros de altura, para alojar las calderas y equipos eléctricos, planta baja y un piso superior, donde se ubicarían las máquinas de lavado y planchado.

La estructura resistente era de pórticos de hormigón armado convencional, así como los muros de contención del subsuelo.

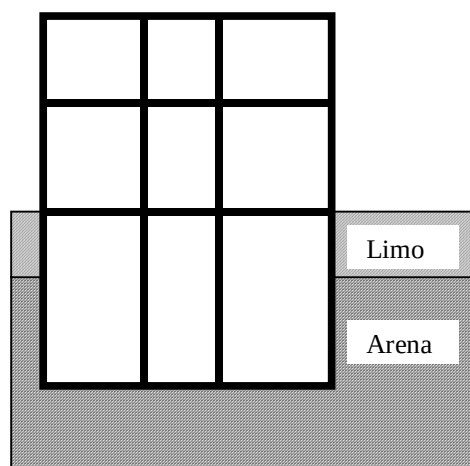


Figura VII.5.

El perfil geotécnico, tal como se ve en la figura VII.5., muestra un primer estrato de limos arenosos sueltos de 1,50 metros de espesor. Debajo del mismo aparece un horizonte de material granular formado por arenas gruesas y arenas con rodados de compacidad creciente con la profundidad (ref. 7).

Al comenzar la excavación del subsuelo se produjeron los primeros problemas de desmoronamiento, los que se intentaron evitar mediante diferentes métodos de excavación, tales como entibados parciales, inyección localizadas, etc.

Ninguno de ellos logró su resultado. Demostrando que el método más adecuado era la ejecución de una pantalla excavada con lodos bentoníticos o el empleo de entibado en toda la obra simultáneamente. Estas dos alternativas fueron desechadas por el comitente por su costo frente a la magnitud de la obra a construir.

La excavación continuó, así, avanzando desde el fondo del lote hacia el frente, ejecutando simultáneamente el muro de contención de hormigón armado y las columnas perimetrales.

Al llegar al centro del lote se produjo un importante desprendimiento del suelo lateral que provocó el colapso del piso de una playa de estacionamiento lindera. En esa oportunidad sólo por fortuna no cayeron algunos vehículos alojados en la misma.

Ante esta situación y enfrentado el comitente y los proyectistas ante el peligro de producir el colapso de viviendas vecinas además de poner en peligro la vida de los trabajadores, se decidió modificar el proyecto.

La modificación consistió en disminuir la profundidad de la parte delantera del subsuelo, donde no se ubicaba la caldera y colocar en la misma equipos que requerían menor altura de techo.

Con esa modificación sólo se excavó 1,00 metro en la arena inferior, y no se produjeron más derrumbes.

Hasta la fecha la obra muestra un comportamiento adecuado, sin afectar a las viviendas vecinas.

Planta Industrial

En el interior de la provincia de Misiones, a fines del año 2003, se proyectó la construcción de una ampliación en una planta industrial productora de pasta de celulosa a partir de madera (ref. 8).

La estructura era prefabricada de hormigón armado, y en la zona de máquinas presentaba entresijos técnicos. En esa misma área el proyecto ubicaba, un subsuelo técnico de 4,00 metros de profundidad

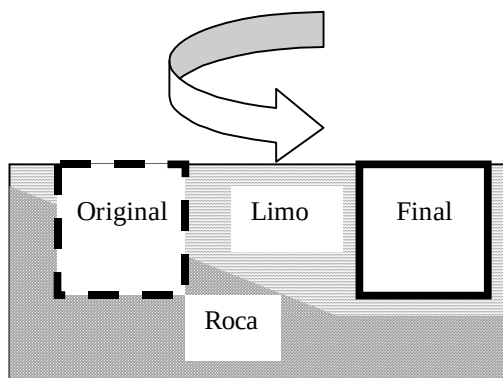


Figura VII.6.

El perfil geotécnico (figura VII.6) mostraba un manto de roca basáltica, bajo una cubierta de suelo limoso, producto de la meteorización de la roca madre. El espesor de esta cubierta era de escasos 90 cm en el

sector Este y de 5,00 metros en el sector Oeste.

La ampliación presentaba un eje longitudinal con dirección Este-Oeste, y el subsuelo técnico tenía una posición original en el extremo Este de la planta, tal como se ve en la figura VI.6.

En esta posición se debía excavar aproximadamente 3,00 metros dentro de roca sana con el empleo de voladuras y removiendo los bloques a mano. Esta tecnología además de costosa, era muy lenta y las explosiones podían producir inconvenientes en el funcionamiento de las máquinas ubicadas en la planta existente.

Por ello se decidió desplazar la ampliación en sentido Este-Oeste de modo que las excavaciones se produjesen en la zona donde la roca tenía mayor tapada, realizando la excavación con equipos mecánicos convencionales.

Escuela y Edificio en Propiedad Horizontal

A comienzos del siglo XXI, se comenzó a desarrollar en la Provincia de Córdoba un ambicioso plan que contemplaba la ejecución de 210 nuevas escuelas, construidas en dos etapas, la primera de 100 edificios escolares y la segunda de 110.

La estructura tipo de las mismas era prefabricada mediante grandes paneles de hormigón armado unidos por soldadura entre sí.

Una de las ubicaciones en la ciudad de Córdoba, se encontraba en proximidades del Río Suquia, en la zona Nor Este de la ciudad.

En el lote se encontraba un espesor de 5,00 metros de rellenos antrópicos y a partir de dicha profundidad comenzaba un horizonte de arenas gruesas con rodados, producto de la sedimentación del río cercano (ref. 9).

Al realizar los estudios de suelos se detectó un viejo desagüe pluvial del sector que atravesaba en diagonal el terreno donde se emplazaría la escuela (figura VII.7.).

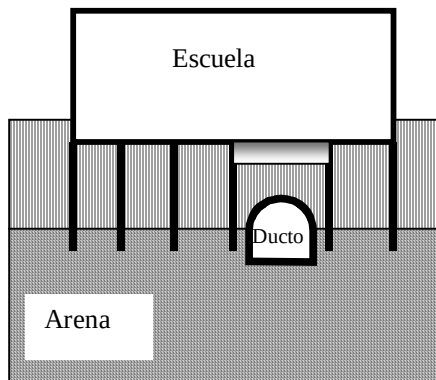


Figura VII.7.

Dado que la estructura era suficientemente rígida se decidió implantar la escuela en ese terreno realizando una estructura de transición para puentear el ducto enterrado.

Esta situación trajo aparejado algunos cambios en la disposición de la aulas modificando el proyecto original.

Al recabar antecedentes del sector pudo conocerse que a mediados de la década de 1980, una empresa constructora había adquirido el lote para construir un edificio financiado por el FONAVI.

Al encontrar la cañería enterrada y evaluar los costos de puentear la misma sumado a la modificaciones de proyecto, llevaron al abandono de este lote, para construir el edificio en otro más favorable.

VII.5. PROBLEMAS CON OBRAS VECINAS

En otras ocasiones la interferencia con las fundaciones de obras linderas provoca condicionantes y cambios en un determinado proyecto arquitectónico. Se analizan dos casos de excavación de subsuelos en la ciudad de Córdoba.

Torres en Altura

A finales del año 2003, se proyectó un grupo de tres torres de departamentos de 20 pisos de altura con tres subsuelos para estacionamientos, en un lote ubicado en la zona cercana al centro de la ciudad en los altos, hacia el Sur-Este del mismo.

Según la referencia 10, el perfil geotécnico mostraba un estrato superior con un espesor de 8,00 a 10,00 metros formado por rellenos antrópicos fruto de la urbanización del sector. A partir de esa profundidad se desarrolla un horizonte inferior de arenas gruesas compactas.

El lote esta ubicado en una esquina, limitado por dos calles en los frentes Sur y Oeste y por edificios en las medianeras Norte y Este.

El edificio de la medianera Este estaba fundado mediante pilotes hincados y hormigonados "in situ", que atravesaban los rellenos y penetraban 2,00 a 3,00 metros dentro de las arenas compactas. Estos pilotes por su técnica constructiva, tenían su eje aproximadamente 40 cm dentro del edificio al que soportaban.

Mientras que el edificio de la medianera Norte estaba fundado mediante pilotes excavados a mano y hormigonados "in situ" apoyados sobre las arenas inferiores. Algunas de estas fundaciones invadían entre 40 y 50 cm el terreno en estudio, afectando

los muros de las cocheras y la estructura que de ellos nacía.

Por esta razón y ante la imposibilidad de demoler las fundaciones existentes sin afectar el edificio medianero, es que se debió modificar la posición del muro de contención, modificando los anchos de las circulaciones de la cocheras.

Esto afectó la posición de alguna columnas del edificio, lo que terminó modificando el proyecto arquitectónico de los departamentos de los pisos superiores.

Centro Comercial (Recalce de un edificio lindero)

El edificio, se encuentra dentro del área central en proximidades de las barrancas, que son el límite Sur de la zona central de la ciudad.

El área está formada por suelos arenosos gruesos (arenas gruesas con gravas y rodados de gran tamaño), los que se encuentran bajo una cubierta, más reciente, de limos arenosos de origen eólico.

En el sitio analizado, el perfil estratigráfico muestra tres horizontes:

- Rellenos antrópicos (esp. 1,5 metros): Desde el nivel de vereda y hasta los - 1,50 metros de profundidad, se encuentra una capa de rellenos recientes constituidos por escombros, y suelo.
- Limos arenosos (esp. 11,00 metros): Debajo de los rellenos superiores y hasta una profundidad de -12,50 metros se detecta un estrato de limos arenosos de compacidad variable con lentes de arena con un espesor variable

entre 1,00 y 3,00 metros. En los primeros metros este material es colapsable. Los lentes de arenas se encuentran a una profundidad aproximada de -7,00 a - 9,00 metros.

- Arenas gruesas: Finalmente a partir de - 12,50 metros de profundidad se ubica un horizonte de arenas gruesas con gravas y rodados de elevada compacidad. Este horizonte de arenas, con lentes de limos preconsolidados se extiende hasta profundidades superiores a 100 metros.

Los edificios en altura construidos en el sector están fundados sobre las arenas inferiores mediante pilotes de gran diámetro (70 a 80 cm), excavados manualmente con un ensanche inferior y hormigonados "in situ".

El proyecto de un centro comercial, lindero al edificio en estudio, preveía la ejecución de subsuelos, hasta -9,00 metros de profundidad aproximadamente.

El proyecto contemplaba, en los muros medianero, la ejecución de una pantalla construida mediante pilotes de 80 cm de diámetro, excavados y hormigonados "in situ" separados dos diámetros entre si y se anclaban al suelo en dos niveles.

En coincidencia con el edificio en cuestión, se diseñaron cabezales que rodeaban a los pilotes del edificio y se anclaban mediante pares de tensores en el suelo, por debajo del mismo. En la Figura VII.8, se aprecia un esquema de estas alternativas

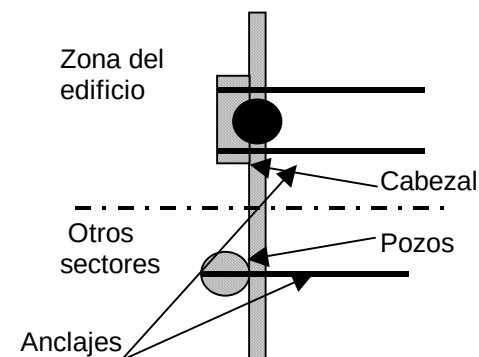


Figura VII.8

Los pilotes penetraban en el horizonte de arenas inferiores. Los anclajes se ejecutaron en dos niveles, mediante un tubo dejado dentro del pilote y/o cabezal de anclaje, a través del cual se excavaron los anclajes activos que brindan la estabilidad del conjunto.

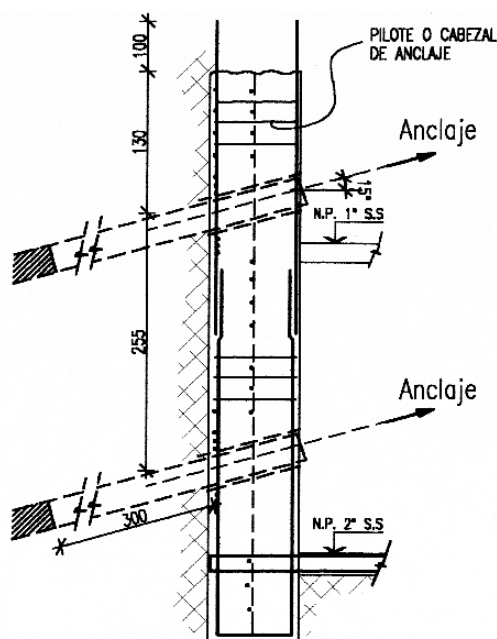


Figura VII.9

Finalizada la excavación y al tiempo que comenzaba la construcción de las losas de los subsuelos, en el edificio, se detectó la rotura de una de las columnas centrales (C8) a nivel del subsuelo y un asentamiento en el piso del mismo de 3 cm aproximadamente, en proximidades de la medianera opuesta a la excavación del centro comercial (ver Figura VII.9).

Los daños en la columna se produjeron en la mitad de la altura de la misma e implicaron su rotura por compresión, con pandeo de las barras de armadura longitudinales y la rotura por tracción de los estribos transversales.

Por ello, y ante el reclamo de los propietarios del edificio la empresa constructora del centro comercial procedió en forma inmediata a apuntalar la losa del subsuelo y realizar un recrecio con hormigón de la columna dañada y otra próxima a ella, tanto en el Subsuelo como en la Planta Baja.

Con los refuerzos ya ejecutados y el edificio desocupado los asentamientos del edificio se detuvieron y no se observaron daños en otra columnas.

Ante este cuadro de situación se solicitó la actuación profesional de los autores, para determinar la/s posible/s causas del asentamiento y la solución estructural y geotécnica definitiva del problema.

Como primera medida se procedió a relevar la estructura resistente del mismo y las cargas que actuaban a la fecha del incidente, dado que no se contaba con la documentación gráfica del mismo.

Se trata de un edificio de 10 plantas (SS, PB y 8 pisos en altura) de hormigón armado

convencional y de 25 años de antigüedad a la fecha de los estudios.

Se realizó un relevamiento geométrico de todo el edificio, se determinaron las armaduras y la calidad del hormigón en la zona de subsuelo y se descubrieron dos pilotes en la medianera asentada.

En la figura VII.10 se puede observar un esquema de la estructura resistente en planta, de acuerdo al relevamiento.

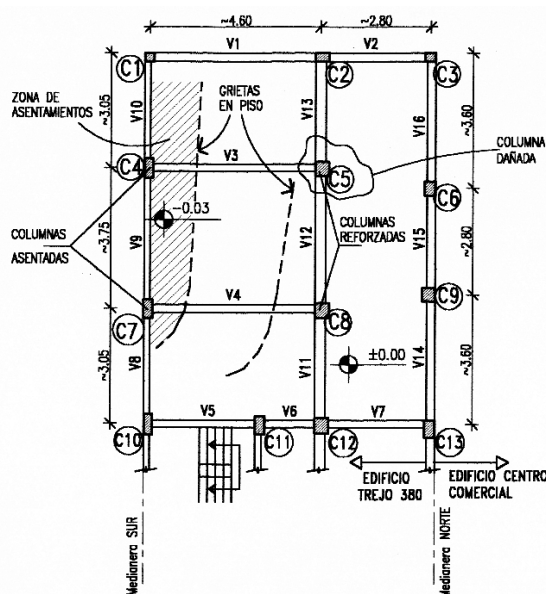


Figura VII.10

Se pudieron determinar la carga actuante sobre las columnas y la capacidad de carga de las mismas en función del tipo de hormigón y armaduras existentes.

La estructura de hormigón armado sólo se encuentra aporticada, en la dirección longitudinal en Planta Baja y los pisos superiores. En cambio en el nivel de subsuelo existen vigas transversales que vinculan las columnas.

Los pilotes del edificio no estaban apoyados sobre el manto más resistente ubicado a -12,50 metros, sino a una profundidad menor, aproximadamente -8,00 metros y se determinó que el suelo que rodeaba a los mismos estaba muy humedecido en los primeros 6,00 metros de longitud.

El humedecimiento se debió a una pérdida de las cañerías cloacales de una vivienda lindera con la medianera Sur del edificio.

Pudo comprobarse que el suelo lateral a los pilotes, es colapsable, es decir que ante incrementos de humedad disminuye sensiblemente su capacidad friccional, pudiendo incluso sufrir asentamientos importantes por la acción de su propio peso, o bien bajo pequeños incrementos de carga externa.

Con estos datos se procedió a modelar el pórtico plano coincidente con la columna dañada, mediante un programa computacional (P-Plan 6R), con un esquema de barras. Al mismo se le aplicaron las cargas obtenidas en la etapa de relevamiento. En la figura VII.11, puede apreciarse este esquema.

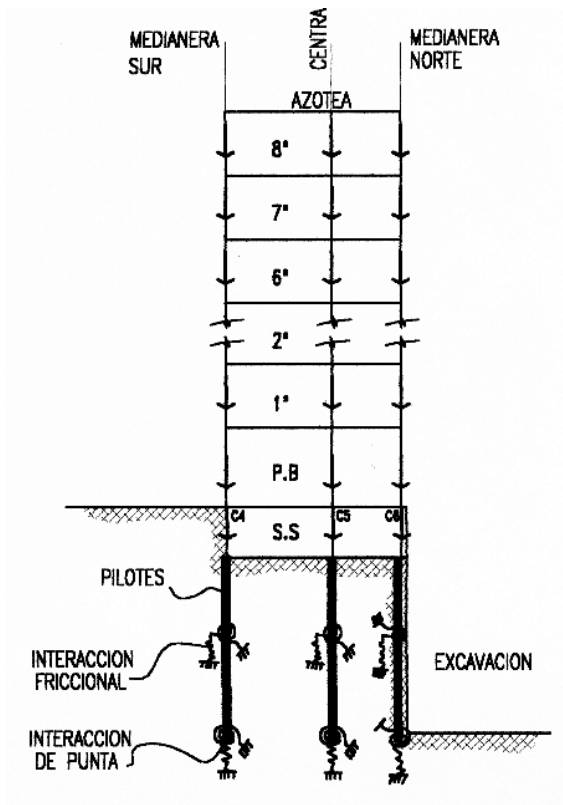


Figura VII.11

Para representar la fundación y su interacción con el suelo se colocó una barra inferior en correspondencia con cada pilote.

En el extremo inferior de esta barra se colocó un resorte lineal y otro torsional para reflejar el apoyo inferior y se le adicionó un resorte lineal lateral para simular la acción friccional.

La rigidez de estos resortes, se estimó en función de las características del suelo determinadas a través de muestras inalteradas de suelo extraídas de pozos excavados tangencialmente a los pilotes en estudio.

Una vez aplicadas las cargas se procedió a realizar un análisis paso a paso. En cada paso se procedió a relajar en un valor predeterminado la rigidez del resorte

"friccional", y a partir de cierto momento se ablandó el resorte en la base del pilote. (Figura VII.12).

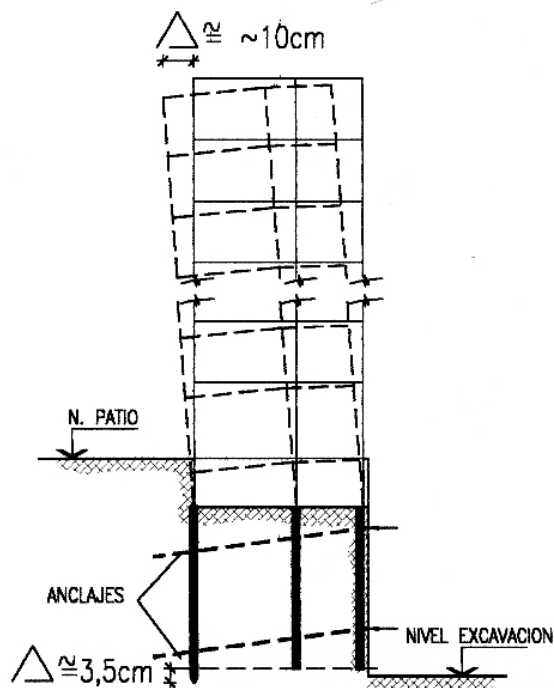


Figura VII.12

Este proceso continuó hasta que en la columna ubicada en la medianera más alejada de la excavación, se produjo un asentamiento del mismo orden de magnitud, que el observado en el edificio real.

Para esta situación la carga en la columna central dañada (C8), fue superior a la resistencia a la compresión de la misma de acuerdo a las características seccionales y de materiales relevadas.

En base a los análisis realizados pudo establecerse que la causa de los daños producidos era el asentamiento de las columnas (C4 y C7), ubicadas en la medianera opuesta a la excavación del centro comercial, y que los mismos se habían producido

probablemente por el humedecimiento lateral del suelo circundante. Esto produjo una disminución de la capacidad friccional y por consiguiente una transferencia de carga hacia la base del pilote.

Dado que el pilote se encontraba apoyado sobre un material poco rígido, esta transferencia de carga produjo los asentamientos detectados.

Ante este asentamiento, el aporticamiento transversal en la zona de subsuelo produjo una recarga de la columna central la que llegó a la carga de rotura por compresión de la misma.

Por su parte en los pisos superiores ante la inexistencia de aporticamiento transversal las recargas fueron de menor magnitud y las columnas no llegaron a la carga de agotamiento.

Dado que el problema consistió en el asentamiento de los pilotes ubicados en la zona central de la medianera afectada, y que las columnas más afectadas ya habían sido reforzadas la solución consistió en recalzar ese sector mediante pilotes y una estructura de transición formada por tabiques de hormigón en la zona de subsuelo. En la figura VII.13 se puede apreciar un esquema en planta del recalce.

Se adoptaron pilotes excavados y hormigonados "in situ", ubicados entre medio de los existentes y apoyados sobre el horizonte inferior formado por arenas gruesas compactas.

Los pilotes fueron contruidos con celdas de precarga inferior para minimizar los asentamientos adicionales al producirse la

transferencia de cargas de la estructura existente a la nueva fundación.

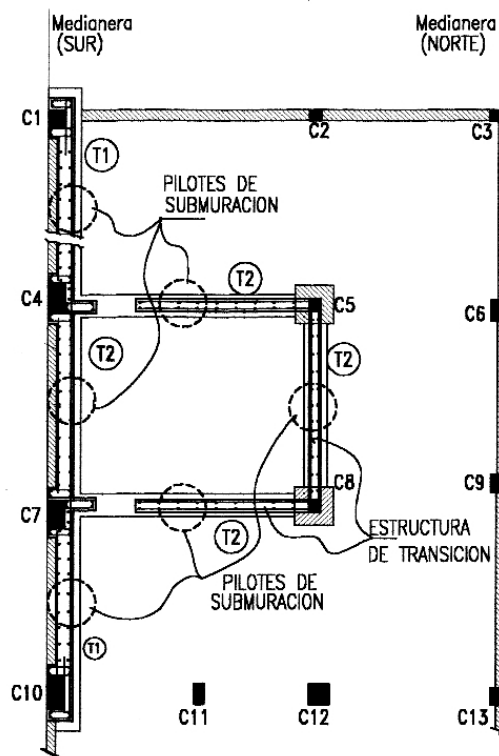


Figura VII.13

Por otra parte se dejó un hueco para alojar una gato entre la cabeza de los pilotes y la estructura de transición.

Tanto debajo de los tabiques como en la cabeza de los pilotes de la medianera, se dejaron insertos metálicos que sirvieron para soldar a posteriori una serie de cuñas metálicas. En la figura VII.14 se aprecia este dispositivo.

Este sistema de gatos, sirvió para garantizar la efectiva transferencia de cargas desde la estructura de transición hacia la nueva fundación, y producir un pequeño reacomodamiento de la estructura asentada.

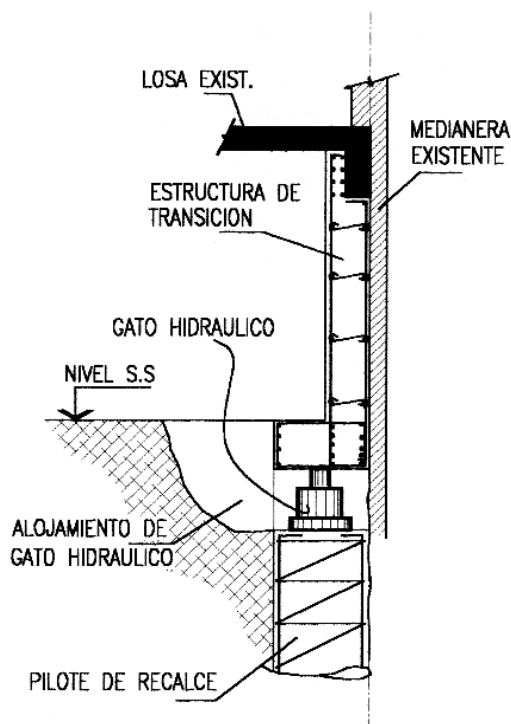


Figura VII.14

La estructura de transición consistió en una serie de tabiques de hormigón armado que envuelven y unen las columnas existentes entre si.

Debajo de los tabiques se ejecutó una viga de fundación que unía los pilotes interiores con los tabiques y además sirvió para transferir la carga aplicada por los gatos hidráulicos a los tabiques.

La vinculación entre tabiques y columnas existentes, se produjo por adherencia, por lo que la zona de hormigón donde se produce la transferencia de cargas se zunchó, anclándose las armaduras de los tabiques.

Estos tabiques se construyeron con aberturas para permitir la circulación en el subsuelo.

Una vez contruidos los pilotes, y los tabiques de la estructura de transición e inyectadas las celdas de precarga, se procedió a poner en carga la nueva fundación en la zona de medianera, mediante los gatos hidráulicos.

Para ello se dejó sin hormigonar un tramo de los tabiques transversales que se unen al tabique medianero.

Luego se procedió a colocar los gatos en los alojamientos ya descriptos y aplicar carga hasta levantar el edificio en esa zona en aproximadamente 1,0 cm. Esta carga fue de alrededor de 50 tn.

Este levantamiento produjo la separación entre el tabique y la cabeza del pilote. En esa abertura se ubicaron planchuelas metálicas, las que fueron fuertemente acuñadas y soldadas a los insertos metálicos previamente colocados.

Finalmente, una vez soldadas las planchuelas, se retiraron los gatos hidráulicos y se procedió a llenar el alojamiento con hormigón.

A la fecha, luego de transcurridos aproximadamente 10 años de aplicada esta solución, no se han producido nuevos movimientos en la zona del edificio recalzada.

A modo de conclusión pueden citarse los siguientes aspectos:

- Es necesaria la toma de conciencia por parte de los profesionales de obra de extremar los controles, para garantizar que los elementos de fundación sean contruidos de acuerdo a las exigencias del proyecto y las reglas del arte en la materia. En este caso ello hubiese minimizado el problema.

- A pesar de que la lógica indicaba, que las causas de la rotura de la columna se debían a la construcción del subsuelo vecino dada la simultaneidad de los eventos luego del análisis no surge una relación causal entre ambas.
- La solución de recalce adoptada, se mostró adecuada y eficiente para evitar que los daños continúen o se propaguen a otras partes de la edificación afectada.
- En un recalce es necesario tomar todas las medidas tendientes a una adecuada transferencia de carga de la estructura existente hacia la nueva fundación, para minimizar los riesgos de asentamientos adicionales.

VII.6. RESUMEN DEL CAPITULO

A modo de resumen puede decirse que:

- Se han evaluado distintos problemas vinculados al suelo, las fundaciones y las excavaciones que afectan los proyectos arquitectónicos.
- Mediante ejemplos de casos reales se puso de manifiesto la interacción entre proyecto arquitectónico y el sistema suelo-fundación.
- Se establecieron criterios para el diseño arquitectónico teniendo en cuenta los problemas planteados, en especial el referido a la presencia de suelos colapsables, que son los de mayor incidencia en la Región Centro Norte del país.

VII.7. CONCLUSIONES

El proceso de proyecto requiere conocer el tipo de suelo sobre el que se va a construir,

prever que tipo de fundación se va a emplear y conocer la existencia de obras enterradas o interferencias con obras vecinas para llevar a buen puerto el mismo.

Pero para hacer los estudios de suelos y estimar las tipologías de fundaciones a proyectar es necesario tener un proyecto arquitectónico.

Este lazo de informaciones e interrelaciones implica que el proyecto arquitectónico precisa de retro-alimentarse con los resultados de las investigaciones del subsuelo en forma continua para lograr un resultado aceptable y confiable.

En el caso de viviendas sobre suelos colapsables la solución al problema no pasa necesariamente por una estructura más o menos resistente, sino por sobre todas las cosas por un adecuado diseño arquitectónico, que contemple el proyecto estructural, las instalaciones, y las metodologías constructivas.

El proyecto de subsuelos debe necesariamente partir del conocimiento del tipo de suelo o roca existente en cada lugar, de las tecnologías de excavación existentes en el sitio.

La presencia de estructuras enterradas o la invasión de fundaciones de edificios vecinos condiciona necesariamente el proyecto arquitectónico, por sus implicancias con la estructura resistente.

VII.8. REFERENCIAS

1. ARRT Ingenieros Consultores
Informe Técnico (no publicado) - 1988
2. ARRT Ingenieros Consultores
Informe Técnico (no publicado) - 1992
3. Moll, L., Terzariol, R. Y Rocca R. -
Colapsibles soils in Argentina, Cong.
Intl. De suelos Regionales, Beijing,
China, 1988
4. Terzariol, R., Abona, P. - Comporta-
miento de pilotes precargados por
inyección en suelos loessicos - GT97,
Córdoba, 1997
5. Terzariol, R., Ligambi, J., Alippi, J.,
Identificación de las causas más
comunes de aporte de agua en suelos
loessicos de la ciudad de Córdoba.
XVI CAMSIG, Geopatagonia, Trelew,
2002.
6. UNC - cátedra de Geotecnia III
Informe Técnico (no publicado),
2003
7. ARRT Ingenieros Consultores
Informe Técnico (no publicado) -
1991
8. ARRT Ingenieros Consultores
Informe Técnico (no publicado) -
2003
9. ARRT Ingenieros Consultores
Informe Técnico (no publicado) -
2000
10. ARRT Ingenieros Consultores
Informe Técnico (no publicado) -
2004
11. ARRT Ingenieros Consultores
Informe Técnico (no publicado) -
1994
12. Terzariol, R., Redolfi E., Recalce de
un edificio de 10 pisos en la ciudad
de Córdoba. II COPAINGE,
Asunción, Paraguay, 2003
13. Cátedra de Geotecnia II - Apunte
Teórico Práctico" - U.N.C. - 2000
14. Hachich, W. et al editores
"Fundacoes teoría e prática" - Ed.
Pini - 1999
15. Delgado Vargas, M. "Ingeniería de
cimentaciones" - Ed. Alfaomega -
1999