



FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“REFORZAMIENTO DE MURO COLINDANTE CON CALZADURA NO
CONVENCIONAL EN LA REMODELACIÓN-AMPLIACIÓN DEL EX HOTEL DE
TURISTAS DE LA CIUDAD DE IQUITOS-PERÚ 2021.”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Juan Diego Ríos García', is written over a light yellow rectangular background.

AUTOR (es): BACH. JUAN DIEGO RÍOS GARCÍA
BACH. JORGE RAFAEL FLORES DOMINGUEZ

ASESOR: ING. ULISES OCTAVIO IRIGOIN CABRERA MSC

Loreto –Perú

2021

DEDICATORIA

A mi madre, Deganith, quien en vida dio todo por mí, su amor infinito, su confianza y apoyo incondicional, Sé que este logro también la hubiera llenado de orgullo.

Rafael Flores

A mis padres, Juan Rios Ramírez y Juana Gloria Garcia Ibérico por siempre apoyarme durante mi desarrollo académico, todo lo que soy se lo debo a ellos siempre apoyándome moral y económicamente para concluir con éxito la carrera profesional.

Juan Diego Rios.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios y a nuestros padres por guiarnos siempre en el camino y apoyarnos de manera incondicional en todo para lograr cada uno de nuestros propósitos, también agradecemos a la Universidad Científica del Perú por albergarnos durante el periodo de estudio, a los docentes por sus enseñanzas y conocimientos impartidos, y grupo de personas por sus consejos y por haber estado con nosotros acompañándonos en todo momento.

Los Autores.

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

El Trabajo de Suficiencia Profesional titulado:

"REFORZAMIENTO DE MURO COLINDANTE CON CALZADURA NO CONVENCIONAL EN LA REMODELACIÓN-AMPLIACIÓN DEL EX HOTEL DE TURISTAS DE LA CIUDAD DE IQUITOS-PERÚ 2021"

De los alumnos: **JUAN DIEGO RÍOS GARCÍA Y JORGE RAFAEL FLORES DOMINGUEZ**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería pasó satisfactoriamente la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **21% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que estime conveniente.

San Juan, 20 de julio del 2021.



Dr. César J. Ramal Asayag
Presidente del Comité de Ética - UCP

CIRA/ri-a
237-2021

Urkund Analysis Result

Analysed Document: UCP_INGENIERIACIVIL_2021_TSP_JUANRIOS_JORGEFLORES_V1.pdf
(D110457577)

Submitted: 7/14/2021 5:42:00 PM

Submitted By: revision.antiplagio@ucp.edu.pe

Significance: 21 %

Sources included in the report:

IVONNE_MOREIRA_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_OCTUBRE_2017 LISTO.docx
(D31505526) <https://jaltimira.files.wordpress.com/2012/01/refuerzo-y-recimentaciocc81n.pdf>

Instances where selected sources appear:

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Con Resolución Decanal N° 443 -2021- UCP - FCEI del 22 de julio de 2021, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador y Dictaminador de la Sustentación del Trabajo de Suficiencia Profesional a los Señores:

- | | |
|--------------------------------------|------------|
| • Ing. Keison Saldafia Ferreyra, Mg. | Presidente |
| • Lic. Nerea Gallardo Sánchez, Mg. | Miembro |
| • Ing. Miguel Ángel Robalino Osorio | Miembro |

Como Asesor: Ing. Ulises Octavio Irigoín Cabrera, MSc.

En la ciudad de Iquitos, siendo las 09.30 horas del día 27 de julio del 2021, a través de la plataforma ZOOM supervisado en línea por la Secretaría Académica del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Universidad Científica del Perú, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa del Trabajo de Suficiencia Profesional: "REFORZAMIENTO DE MURO COLINDANTE CON CALZADURA NO CONVENCIONAL EN LA REMODELACIÓN-AMPLIACIÓN DEL EX HOTEL DE TURISTAS DE LA CIUDAD DE IQUITOS-PERÚ 2021".

Presentado por los sustentantes:

JUAN DIEGO RÍOS GARCÍA

Y

JORGE RAFAEL FLORES DOMINGUEZ

Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: **ABSUELTAS** El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: **APROBADA POR UNANIMIDAD**

En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.

		
_____ Miembro	_____ Presidente	_____ Miembro

APROBACIÓN

Tesis sustentada mediante la plataforma zoom supervisada por la secretaria académica el día 27 de julio del 2021 a las 09:30 horas.



Ing. Keuson Saldaña Ferreyra, Mg.

PRESIDENTE DE JURADO



MIEMBRO DE JURADO

Ing. Miguel Angel Robalino Osorio



Lic. Nerea Gallardo Sánchez, Mg.

MIEMBRO DE JURADO



M.Sc. Ing. Ulises Octavio Irigoien Cabrera

Asesor

Índice de Contenido

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
RESUMEN	14
ABSTRAC	15
Capítulo 1. Marco teórico	16
1.1. Antecedentes de estudio	16
1.2. Bases teóricas	21
1.2.1. Reforzamiento de Cimentaciones	21
1.2.2. Técnicas de refuerzo y recimentación. Sistemas no tradicionales.....	28
1.3. Definición de términos básicos	64
Capítulo 2. Planteamiento del problema	66
2.1. Descripción del problema	66
2.2. Formulación del problema	67
2.2.1. Problema General	67
2.2.2. Problema Específico	67
2.3. Objetivos.....	68

2.3.1. Objetivo general	68
2.3.2. Objetivos específicos	68
2.4. Justificación de la Investigación.....	68
2.5. Hipótesis	69
2.5.1. Hipótesis general.....	69
2.5.2. Hipótesis específicas.....	69
2.6. Variables e Indicadores	70
2.6.1. Identificación de las variables	70
2.6.2. Definición conceptual y operacional de las variables	70
Capítulo 3. Metodología	70
3.1. Tipo y diseño de investigación.....	70
3.1.1. Tipo de investigación.....	70
3.1.2. Diseño de investigación	71
3.2. Población y Muestra	71
3.2.1. Población	71
3.2.2. Muestra:	71
3.3. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos	71
3.3.1. Técnica de recolección de datos.....	71
3.3.2. Instrumentos de recolección de datos.....	72
3.4. Procesamiento y análisis de datos	72
3.5. Consideraciones previas para el estudio	72
Capítulo IV. Resultados.....	74
4.1. Ensayo de SPT	74

4.4.1. Muestra-1	75
4.4.2. Muestra-2	78
4.4.3. Muestra-3	81
4.4.4. Muestra-4	84
4.2. Memoria de cálculo pilotes en estructuras	87
4.2.1. Pilote de Acero	87
4.2.2. Pilote de concreto.....	89
4.2.3. Cálculo de la capacidad portante en zonas terrazas medias no inundables	90
4.3. Perfil estratigráfico	95
4.3.1. Características generales.....	95
4.3.2. Profundidad de la napa freática	97
4.4. Análisis de la cimentación.....	97
4.4.1. Profundidad de cimentación.....	98
4.4.2. Tipo de cimentación	98
4.4.3. Análisis de la capacidad admisible de carga.....	98
4.4.4. Cimentación profunda	102
4.4.5. Análisis del refuerzo con pilotes conectados a una viga cabezal	104
4.4.6. Análisis de asentamientos probables que ocurrirán en el terreno	105
4.4.7. Análisis del asentamiento para grupo de pilotes	108
4.5. Consideraciones Sísmicas.....	109
Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones	111
Capítulo Vi. Referencias Bibliográficas	117

ANEXO I. Matriz de consistencia.....	119
ANEXO II. Panel fotográfico.....	121

Índice de Tablas

Tabla 1. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.12875	
Tabla 2. Límites de Consistencia.	76
Tabla 3. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263	77
Tabla 4. Humedad Natural (ASTM D- 2216)	77
Tabla 5. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.12878	
Tabla 6. Límite de Consistencia ASTM D 4318 / NTP 339.129	79
Tabla 7. Humedad Natural ASTM D- 2216 / NTP 339.127	80
Tabla 8. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263	80
Tabla 9. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.12881	
Tabla 10. Límites de Consistencia	82
Tabla 11. Humedad Natural (ASTM D- 2216)	83

Tabla 12. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263	83
Tabla 13. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.128	84
Tabla 14. Límites de Consistencia	85
Tabla 15. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263	86
Tabla 16. Humedad Natural (ASTM D- 2216)	86
Tabla 17. Hoja de control de ensayo SPT-CAMPO.....	93
Tabla 18. Capacidad de carga para los suelos encontrados	101
Tabla 19. Resultados capacidad de carga del pilote por adhesión en arcilla	103
Tabla 20. Resultados de la capacidad de carga de la punta del pilote ..	104
Tabla 21. Resultados de la capacidad de carga ultima del pilote	104
Tabla 22. Análisis del refuerzo con pilotes conectados a una viga cabezal	104
Tabla 23. Verificación de aporte de cargas del suelo y estructuras.....	104
Tabla 24. Análisis de asentamiento $S_e(1)$	107
Tabla 25. Análisis de asentamiento $S_e(2)$	107
Tabla 26. Análisis de asentamiento $S_e(3)$	108
Tabla 27. Asentamiento total del pilote.....	108
Tabla 28. Asentamiento para grupo de pilotes	109
Tabla 29. Clasificación del Perfil de Suelo.....	110
Tabla 30. Factor de Suelo "S".....	110
Tabla 31. Periodos "Tp" y "TL"	110

Índice de Figuras

Figura 1. Intervenciones superficiales sobre cimentación existente.....	24
Figura 2. Recalce mediante micropilotes (A) y recalce mediante pilotes (B).....	26
Figura 3. Estabilización de taludes por medio de jet-grouting	28
Figura 4. Inyección de cimentación	31
Figura 5. Inyección Jet-grouting	35
Figura 6. Jet-1	37
Figura 7. Jet-2	37
Figura 8. Jet-3	38
Figura 9. Estabilización de un talud por electroósmosis	40
Figura 10. Esquema de cosido del terreno mediante barras metálicas.....	41
Figura 11. Refuerzo mediante armaduras	47
Figura 12. Inyección de lechada o mortero de cemento	48
Figura 13. Inyección confinada en barrera de tablestacas	49
Figura 14. Inyección confinada entre muretes	49
Figura 15. Ampliación lateral de la cimentación (1).....	51
Figura 16. Ampliación lateral de la cimentación (2).....	51
Figura 17. Sustitución mediante puenteado.....	54
Figura 18. Recalce profundo mediante pilotes que rodean la cimentación	55
Figura 19. Recalce sobre 3 y sobre 4 pilotes.	57
Figura 20. Pilotes adosados con cabezales de unión posteriores.	59
Figura 21. Micropilotes.	61

RESUMEN

El presente trabajo de investigación consistió en el reforzamiento de un muro colindante mediante calzadura no convencional en el Ex Hotel De Turistas, correspondiente a una obra de Remodelación-Ampliación del mismo.

Para realizar el diseño de la calzadura no convencional se realizó ensayos como calicatas, SPT (ensayo de penetración estándar o standard penetration test), torquímetro, ensayo de veleta. Con las cuales pudimos definir el óptimo diseño de la calzadura no convencional para el muro colindante del Patrimonio cultural de la nación.

En conclusión, con los datos obtenidos se diseñó una calzadura no convencional con pilotes conectadas con viga cabezal.

Palabras clave: calicatas; ensayo de penetración o standard penetration test, pilotes conectados con viga cabezal.

ABSTRAC

The present investigation work consisted of the reinforcement of an adjoining wall by means of unconventional shoring in the Ex Hotel de Turistas, corresponding to a remodeling and expansion work of the same.

To make the design of the non-conventional fit, test were made out such as test pits, SPT (standard penetration test), torque meter, and vane test. With which we were able to define the optimal design of the unconventional footing for the adjoining wall of the nation's cultural heritage.

In conclusion, with the data obtained, an unconventional shim designed with piles connected to the head beam.

Keywords: pits, penetration test or standard penetration test, piles connected with head beam.

Capítulo 1. Marco teórico

1.1. Antecedentes de estudio

✓ Ascurra y Muriel (2019), en la tesis titulada “Propuesta de reforzamiento integral de un edificio comercial de 2 pisos con ampliación a 5 pisos en la ciudad de Lima – San Martín de Porres: comparando un recalce convencional de un no convencional”, concluyen:

Cuadro de Resumen de Resultados de los Sistemas de Reforzamientos Propuestos		
Comparativos	Refuerzo con Micropilotes	Refuerzo con ensanche de zapata
Costo del Reforzamiento	S/. 4 674,05	S/. 4 651,61
Tiempo del Reforzamiento	12 días	12 días
Eficiencia Estructural	1,06 Ton/m ² En un área de 2,56m ²	1,69 Ton/m ² En un área de 5,76m ²
Complejidad Constructiva	Alta	Moderada
Mano de Obra Calificado	3 354 trabajadores	2 307 trabajadores

El primer aspecto comparado es el costo del reforzamiento, como se puede apreciar en el cuadro, la diferencia entre el costo del

reforzamiento con micropilotes y el costo de reforzamiento por el método de ensanche de zapata no representa una diferencia sustancial por tener este último un área de influencia 2.25 mayor. Por lo que, para optar por la opción de reforzamiento por ensanche se deberá evaluar todas las cimentaciones en conjunto.

El segundo aspecto es el tiempo de ejecución, para este proceso se elaboró un cronograma de actividades para el reforzamiento de un tipo determinado de zapata con ambos sistemas de refuerzo. Como se observa en el cuadro, ambas partidas presentan el mismo tiempo de ejecución. No obstante, de acuerdo a lo mencionado en el ítem 4.7.2 Tiempo de Ejecución, el reforzamiento por micropilotes tiene un proceso constructivo que permite realizar un trabajo sectorizado por lo que facilita trabajar en otras cimentaciones que necesiten ser reforzadas.

El tercer aspecto comparado es la eficiencia estructural. Como se detalló en el inciso correspondiente a tal comparativo, el sistema que pueda soportar las solicitaciones mayores con un mayor factor de seguridad con el menor peso y en la menor área, es un 145 sistema eficientemente estructural. De acuerdo a ello, se puede inferir que el sistema más eficiente es el reforzamiento con micropilotaje ya que si bien es cierto tiene un peso mayor al ensanche de zapata utiliza la menor cantidad de área.

El cuarto aspecto comparado es la complejidad constructiva, como se desarrolló en párrafos anteriores la medición de este tipo de comparativo comprende los procesos, las actividades y las interdependencias que tengan entre ellas. En tal sentido, realizando un análisis independiente por zapata, el reforzamiento con ensanche de zapata, a pesar de tener aproximadamente el mismo número de

procesos que la otra propuesta, presenta una complejidad moderada ya que cuenta con menores actividades creando así menores dependencias en comparación con el reforzamiento por micropilotaje que presenta una complejidad alta.

De acuerdo a las conclusiones señaladas anteriormente la complejidad constructiva, el costo y el tiempo que se necesitará para la ejecución de ambos tipos de reforzamientos representan las características más importantes que el cliente analizará para optar por un tipo de reforzamiento. No obstante, en la presente tesis ambas propuestas de reforzamientos presentan cifras similares en estos tres tipos de comparaciones. Por lo que, el ítem que determinará la opción a tomar será la eficiencia estructural, la cual está establecida por la estructura que pueda soportar las solicitaciones de carga con el menor peso y en la menor área.

✓ Alvarado (2019), en su tesis titulada “Evaluación de muros pantalla y calzadura para el control de la estabilidad de excavaciones profundas en la ciudad de Puno”, indica lo siguiente: el sistema de calzaduras se adecua de mejor manera a este caso de aplicación, ya que el diseño corresponde a las características del suelo y la invasión en el terreno aledaño es la menor.

1.- Mediante los ensayos respectivos, se indican las características físicas y mecánicas del suelo en la zona de estudio.

- ✓ Tipo de suelo según clasificación SUCS : CL (arcilla de baja plasticidad)
- ✓ Limite liquido : 30,01
- ✓ Limite plásticos : 20,28
- ✓ Índice de plasticidad: 09,73
- ✓ Peso específico: 1,49 t/m³

- ✓ Cohesión del suelo: 0,370 kg/cm²
- ✓ Ángulo de fricción interna: 19°

Estos son los datos con los que se procede a desarrollar los diseños presentados.

2.- El desarrollo del proceso de diseño geotécnico de los muros pantalla, contempla los factores de seguridad en cada etapa del proceso, se usa como factor de seguridad el valor de 1,5 sugerido en la metodología de diseño RIGID 1 que es la que se ha aplicado.

Aplicando el método antes mencionado se tienen los siguientes resultados:

- ✓ Número de niveles de anclaje: 02 niveles
- ✓ Ángulo de inclinación de los anclajes : 15°
- ✓ Separación horizontal de los anclajes: 1,50 m
- ✓ Longitud de bulbo de anclaje: LB1= 3,249m y LB2= 2,568m
- ✓ Longitud total del anclaje: LT1= 6,20m y LT2= 4,80m
- ✓ Carga de pre esfuerzo en cada anclaje: T1=57,463kN y T2=75,163kN
- ✓ Ancho del muro pantalla: 0,20m
- ✓ Empotramiento del muro pantalla: 0,205m

Es con estos datos de diseño que se puede llegar a la conclusión de que los anclajes del muro pantalla diseñado, se adentraran en el terreno vecino de forma considerable, siendo el anclaje de 6.20 m en el nivel superior el de mayor longitud, lo que resulta en una invasión agresiva del terreno colindante, lo que a largo plazo podría ocasionar problemas en el lindero, ya que la desinstalación sin control y supervisión adecuada de los anclajes, podría llevar a la desestabilización del muro pantalla ya construido.

Es por estas características que el sistema de muros pantalla es descartado del caso de aplicación, además de la poca disponibilidad dentro de la ciudad de Puno de la maquinaria especializada que el proceso constructivo de muros pantalla anclados demanda, lo que dificulta en gran manera su ejecución.

3.- Los resultados obtenidos por el método de diseño de calzaduras obedecen a las teorías básicas de la mecánica de suelos, como el coeficiente activo de empuje de la teoría de Rankine y la teoría de capacidad de carga de Terzaghi, los resultados obtenidos son los siguientes:

- ✓ Número de niveles: 03 niveles
- ✓ Factor de seguridad por volteo: 3
- ✓ Factor de seguridad por deslizamiento: 2
- ✓ Altura de cada calzada: 1,67m
- ✓ Ancho de cada calzada: 1,00m
- ✓ Profundidad del primer nivel de calzaduras: 0,60m
- ✓ Profundidad del segundo nivel de calzaduras: 0,65m
- ✓ Profundidad del tercer nivel de calzaduras: 1,35m

Por los datos obtenidos después del diseño geotécnico, es que las calzaduras son recomendadas como el sistema de estabilidad en el presente caso de aplicación, esto obedece a que su diseño se ha traducido en dimensiones moderadas en los tres diferentes niveles de calzada, lo que hace que la intervención en el terreno aledaño no sea de gran magnitud, ya que en la parte baja del sistema de calzaduras, el pie de 1,35 m tiene una dimensión moderada, lo cual apunta a las calzaduras como el método más adecuado para este caso aplicativo.

Y considerando que el proceso constructivo de las calzaduras no demanda de mayor control en la mano de obra, y que no necesita de maquinaria especializada, la hace un método elegible considerando la disponibilidad de todos los recursos dentro de la ciudad de Puno.

1.2. Bases teóricas

1.2.1. Reforzamiento de Cimentaciones

El recalzo o recimentación se refiere al proceso de reconstrucción o de refuerzo de la cimentación de un edificio existente, o a su ampliación, cuando una nueva excavación en la propiedad colindante es más profunda que la cimentación existente.

El Diccionario Manual de la Lengua Española define reforzar como la acción de hacer más fuerte o resistente algo.

“...En la ingeniería la idea de reforzar una estructura responde a dos necesidades:

Recuperar el funcionamiento original del inmueble adaptándolo a las necesidades actuales de la sociedad o readaptar dicho inmueble para brindar un uso diferente para el cual fue concebido...”. (Escamilla Hernández & Ramírez de Alba, 2011).

En el caso de un cambio de uso o ampliación de una edificación da como resultado un aumento de cargas y distribución de cargas vivas diferentes a las consideradas en el proyecto original. Estas nuevas cargas serán soportadas por las cimentaciones de la estructura, las cuales demandarán cambios para crear una superficie de apoyo conveniente.

Los reforzamientos de cimentaciones superficiales conllevan a una ampliación de la superficie de transmisión de carga, también en el apoyo en niveles inferiores del suelo con más resistencia sin llegar a cotas que puedan considerarse como cimentaciones profundas.

1.2.1.1. Intervención en cimentaciones

Las intervenciones son actuaciones muy delicadas sobre la cimentación y de mucho riesgo, por lo que deben estar completamente justificadas. Para su justificación se debe hacer un estudio y un análisis de las lesiones además de un informe de diagnóstico en el que se incluirá la elección de la solución a adoptar.

La intervención tiene como objetivos principales eliminar o controlar las que originan las lesiones y detener o corregir las deformaciones producidas en el edificio.

En cuanto a las causas que provocan las lesiones es imprescindible eliminarlas o controlarlas antes de hacer otra cosa pues si las causas siguen estando en el edificio éste volverá a padecer las mismas deformaciones. En el caso de las deformaciones a veces lo único que se hace es impedir que se sigan produciendo, ya que la deformación es aceptable, y en otros casos se intenta restituir el edificio.

Cuando nos encontremos en el caso de una intervención deberemos tener en cuenta varios factores: el primero el tiempo, pues no será lo mismo intervenir en un edificio en perfectas condiciones al que se quiera dar otro uso que en un edificio a punto de ceder por culpa de los asientos diferenciales.

En segundo lugar tendremos en cuenta que mientras nosotros estemos trabajando en el edificio este está en un estado más precario que al principio de la obra. Otro aspecto a tener en cuenta es el económico puesto que en la ejecución de las intervenciones los cálculos del presupuesto sufrirán variaciones.

En cuanto a los tipos de intervenciones podríamos clasificarlas en dos: superficiales y profundas. Aunque hay otras operaciones de refuerzo que no actúan sobre las cimentaciones sino sobre el terreno de apoyo, aunque estas operaciones se suelen ejecutar complementando a las intervenciones sobre las cimentaciones.

1.2.1.2. Intervenciones superficiales

Serán los casos en que la intervención de la cimentación se practique en un nivel próximo al de los cimientos existentes o mejorando la resistencia del terreno de apoyo.

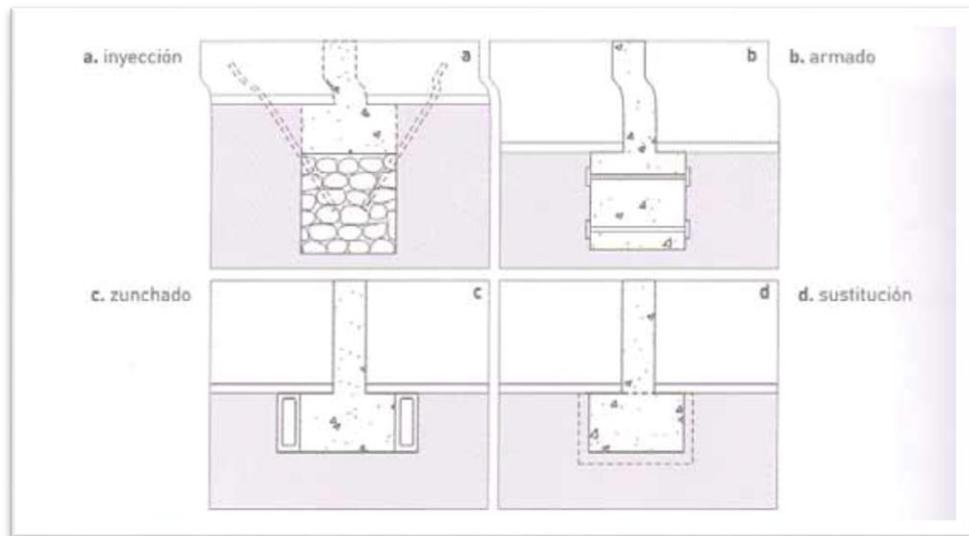
Hay tres tipos de actuaciones según la necesidad de la cimentación o la calidad del terreno: el refuerzo, la ampliación y la sustitución.

- ❖ Refuerzo: se emplea cuando el área de apoyo es suficiente pero la cimentación es deficiente por mala ejecución o por deterioro. Las soluciones más empleadas para el refuerzo son la inyección de lechada o mortero de cemento (directa, entre tablestacas o entre muretes) y la introducción de armaduras.
- ❖ Ampliación: Cuando la cimentación es correcta y se conserva bien pero el área de apoyo es insuficiente, será

necesaria la ampliación de la cimentación para conseguir la superficie de apoyo conveniente. Solo hay dos tipos de ampliaciones, las laterales y las ampliaciones por debajo. También se ha de tener en cuenta la mejora del terreno pero como algo complementario.

- ❖ Sustitución: Cuando la reparación o la ampliación no es viable por el gran deterioro de la cimentación se procederá a la sustitución completa sin tener en cuenta la cimentación ya existente. Se pueden sustituir tanto las zapatas aisladas como las continuas, además también nos queda la opción del puenteado, que consiste en hacer otra cimentación a los lados o en el perímetro de la cimentación existente

Figura 1. Intervenciones superficiales sobre cimentación existente



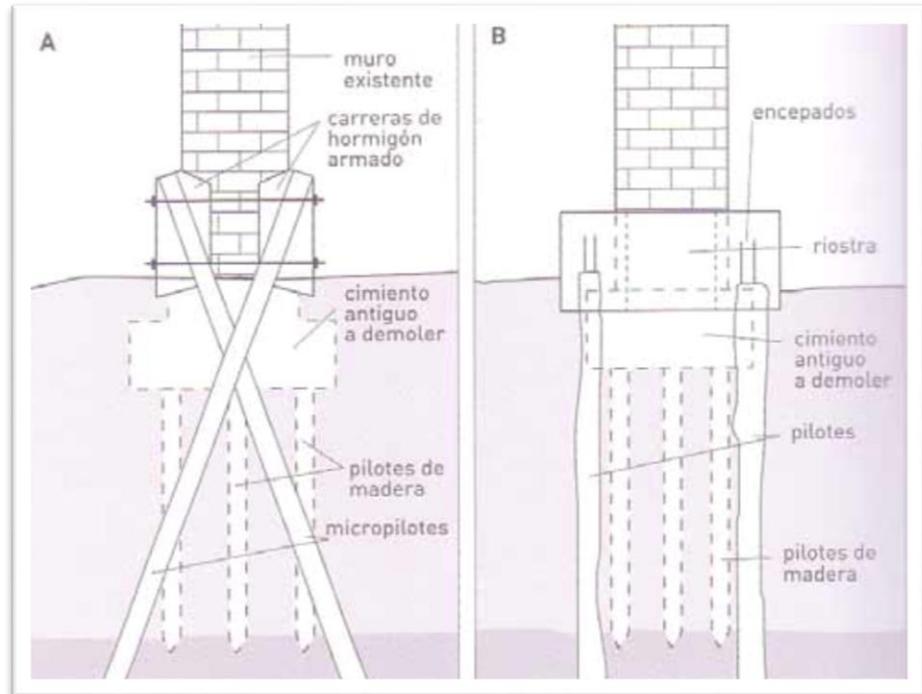
1.2.1.3. Intervenciones profundas

La intervención en profundidad tendrá dos líneas principales de actuación, la sustitución de la cimentación por una nueva y el refuerzo de la cimentación ya existente. Pero aunque tengamos estas dos líneas de intervención nosotros

haremos la clasificación de las intervenciones profundas según si intervienen para: recalzar cimentaciones superficiales, rehabilitar el edificio para construir sótanos o recalzar cimentaciones profundas. También utilizaremos este tipo de intervención cuando se vayan a realizar obras en el entorno que puedan afectar a la estructura.

- ❖ En cimentaciones superficiales se recurrirá a una intervención profunda cuando la ejecución de recalces superficiales es muy dificultoso por la presencia de terrenos inestables o niveles freáticos, y cuando la capacidad portante del estrato de apoyo es insuficiente. Las intervenciones sobre estas cimentaciones pueden ser por pilotes (pilotes, micropilotes, pilotes especiales) o por pozos.
- ❖ En la creación de sótanos hay que tener en cuenta que el edificio no esté dañado, y únicamente queremos rehabilitar el edificio. Aquí empezaremos con una gran ventaja, el edificio tiene un correcto funcionamiento y por ello el factor del tiempo no juega en nuestra contra y además el edificio nos da una mayor fiabilidad a la hora de la ejecución de la intervención puesto que la estructura aguantara más al no estar dañada. Los métodos más utilizados serán: la prolongación hacia debajo de la estructura recalzando pilares y muros, la rigidización del edificio y posteriormente una ejecución en sótano de una estructura portante, y por último, conservar la fachada y hacer una nueva estructura interior.
- ❖ En cimentaciones profundas se recurrirá a la este tipo de intervención cuando debamos sustituir o mejorar un pilotaje deficiente. El método utilizado serán los pilotes.

Figura 2. Recalce mediante micropilotes (A) y recalce mediante pilotes (B).



1.2.1.4. Intervenciones sobre el terreno

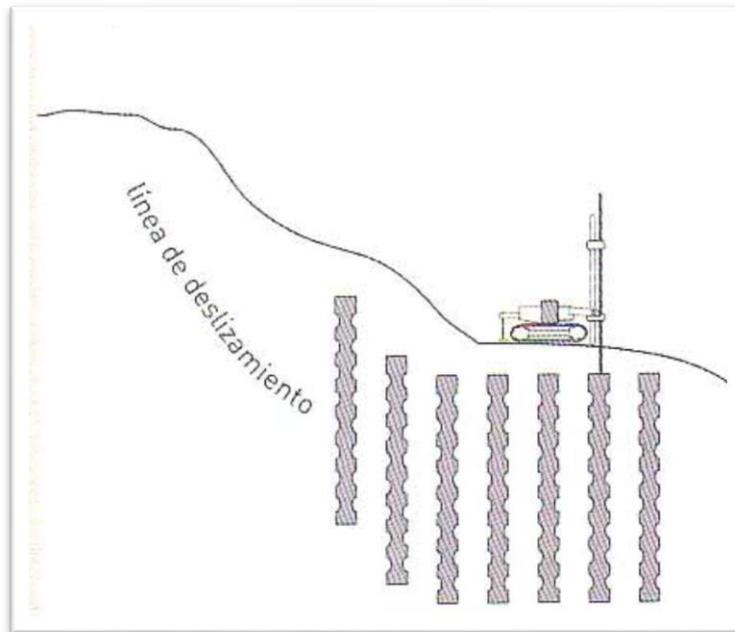
Anteriormente hemos estudiado las intervenciones que afectan a la cimentación pero hay casos puntuales en que transformar el terreno para hacerlo apto, es la única solución posible o bien es una medida complementaria. Con estas intervenciones trataremos de mejorar o corregir la capacidad portante del terreno. Para conseguir esta mejora del terreno contamos con varios métodos:

- ❖ Las inyecciones: se inyectan determinados productos en el interior de un suelo a fin de mejorar sus características, como

aumentar la resistencia, disminuir la permeabilidad o reducir la compresibilidad. Normalmente se usa lechada de cemento en dosificaciones de $\frac{1}{2}$, aunque dependiendo del terreno se pueden usar productos químicos como la acrilamida, el fenoplasto o el aminoplasto.

- ❖ El jet-grouting: se trata de un sistema de inyección a presiones muy altas. Este sistema trata de romper el terreno mediante las altas presiones para dejar espacio a una inyección de lechada de cemento que impacta a gran velocidad con el terreno mezclándose con él y consiguiendo un terreno nuevo y mejorado, apto para efectuar la cimentación o recalzar.
- ❖ El drenaje: ya sea por escorrentías o por la subida del nivel freático, la saturación del terreno con agua disminuye la capacidad portante de éste, así que tomar medidas en el terreno para obtener un buen drenaje pueden ayudar a mejorar el terreno.
- ❖ Otras operaciones como el armado del terreno, la sustitución de capas del terreno malas para la resistencia del terreno o la compactación del terreno para así aumentar la densidad de este y que disminuya su compresibilidad.

Figura 3. Estabilización de taludes por medio de jet-grouting



1.2.2. Técnicas de refuerzo y recimentación. Sistemas no tradicionales

Las técnicas de refuerzo y recimentación no tradicionales consideraremos que son todas aquellas técnicas que utilizan tecnología y maquinaria relativamente modernas como pretensados de armaduras, pilotes y micropilotes o inyecciones en el terreno.

Primero empezaremos con todas las técnicas de refuerzo que son aquellas que no constituirán una acción directa sobre la cimentación. En este caso serán todas las intervenciones sobre el terreno, como el jet-grouting, las inyecciones, el drenaje, la compactación, etc. Posteriormente pasaremos a analizar todas aquellas técnicas que actúen directamente sobre las cimentaciones superficiales y profundas y que no sean,

claro está, cimentaciones superficiales. Estas técnicas serán los micropilotes, los pilotes, los puenteados, etc.

Acerca de las extrapolaciones de las técnicas.

Cuando se descubre una técnica, se suelen realizar extrapolaciones, a veces muy arriesgadas, de los conocimientos que tenemos. Si no se sabe mucha cosa de mecánica de suelos se tiene la tendencia a aplicar criterios de resistencia, si no se sabe cómo recalzar un edificio de gran entidad se tiende a extrapolar lo que se haría en una edificación más experimentada. Por ello se deben tener unas consideraciones en obras teniendo en cuenta las características del edificio. Por ejemplo en edificios de cierta importancia estética o patrimonial como monumentos, puede llegar a ser más costoso la restauración de las decoraciones del edificio que el empleo de otro sistema menos destructivo con elementos decorativos. Se pueden tener unas consideraciones más o menos definidas que serían:

1. El método utilizado debe permitirnos llegar a la profundidad adecuada y con las condiciones del entorno que se presenten (niveles freáticos altos, cohesión nula).
2. Las deformaciones del nuevo sistema de cimentación han de ser pequeñas sobre todo si están vinculadas a otros cimientos consolidados que no se recalzan. Se puede partir de valores referencia como media pulgada o distorsión angular máxima de 1/1000.
3. Que el sistema de conexión sea sencillo, cuando se comparan costes de los distintos métodos siempre se ha de

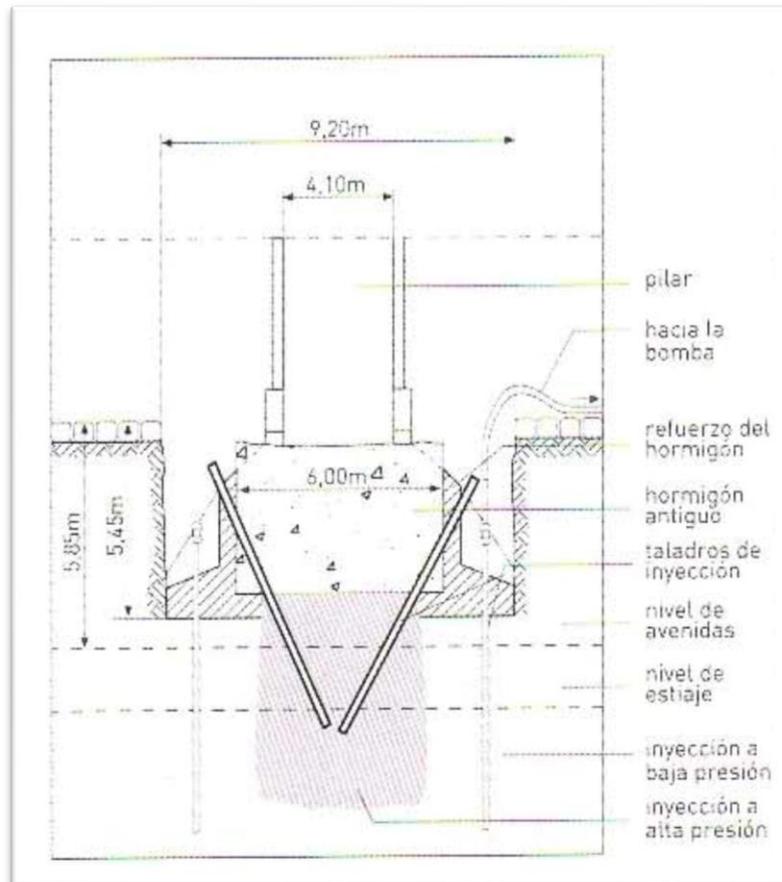
tener en cuenta la dificultad y el coste de cada uno de ellos para conectarse a la estructura antigua.

4. Que la durabilidad de la solución este de acuerdo con el edificio que se ha de recalzar. Cuando intervengamos en un edificio pétreo de 500 años de antigüedad, y que ha de durar 500 más, es absurdo plantearse una solución en base a elementos metálicos o de hormigón armado con una duración tan corta en el tiempo.

1.2.2.1. Inyección de cimentación

Estas inyecciones consisten en hacer penetrar en el terreno la correspondiente solución de lechada de cemento la cual adquiere rigidez por fraguado hidráulico o reacción química formando un material de alta resistencia y cohesión. La difusión y penetración de las inyecciones es muy irregular y difícilmente controlable concentrándose en las zonas más abiertas o permeables, ello hace que este tipo de tratamientos pueda causar daños imprevisibles en las instalaciones.

Figura 4. Inyección de cimentación



Estas inyecciones son apropiadas en materiales granulares gruesos pero en caso de arenas finas o arcillosas hay que recurrir a la impregnación de tipo química. El fluido químico es mucho más caro y consiste en la utilización de un gel de sílice, este gel alcanza rápidamente una resistencia de 2 a 5 kg/cm². Los geles más duros alcanzan una resistencia de trabajo de 10 a 40 kg/cm² una vez han fraguado y curado.

La profundidad de los taladros, mediante los cuales se inyecta la solución, se fijan estimando la amplitud del bulbo inyectado en correspondencia con un cierto volumen de

inyección, por ello este trabajo resulta muy impreciso. La profundidad dependerá de la presión y la viscosidad del producto inyectado.

Las aplicaciones de estas inyecciones son:

- Crear macizos consolidados bajo un edificio para transmisión de nuevas cargas.
- Mejorar el apoyo de cimentaciones existentes.
- Solidarizar cimentaciones antiguas mejorando el área de reparto y creando auténticas losas cementadas.
- Constituir pantallas o elementos rígidos en el contorno de un edificio para evitar desplazamientos horizontales perjudiciales, consecuencia de excavaciones próximas.
- Cortar afluencias de agua por vetas permeables.

Los objetivos de las inyecciones son principalmente, reducir la compresibilidad del terreno, aumentar su resistencia, disminuir la permeabilidad, rellenar sus fisuras, cementar y colmar los poros del terreno.

En caso de usar lechada de cemento las proporciones agua/ cemento son de 10 a 1 y luego se van disminuyendo durante la ejecución a 2 a 1 o incluso de 1 a 2. Las emulsiones asfálticas y las suspensiones de bentonita son las más útiles para disminuir la permeabilidad de un terreno.

1.2.2.2. Inyecciones de relleno

Estas inyecciones se utilizan para sellar y colmatar capas de terreno o rellenos flojos en los que hay huecos importantes.

Estos huecos pueden deberse a la formación original del terreno o a un fenómeno de disolución (karstificación) o a un arrastre de tierras por las aguas freáticas (socavación). Aunque crean una buena cimentación su objetivo principal es sustituir los huecos por un material de suficiente resistencia para que el conjunto resultante soporte las cimentaciones en condiciones de seguridad.

Se utilizan mezclas con gran capacidad de absorción de agua como las lechadas de bentonita cemento o productos químicos como los poliuretanos.

1.2.2.3. Inyección de compactación

Estas inyecciones consisten en la introducción en el terreno de un mortero plástico de arena- cemento a elevadas presiones. Debido a su viscosidad el mortero, en lugar de rellenar los huecos, desplaza el terreno como un gato hidráulico, lo densifica, y crea una estructura final mucho más resistente. Esta inyección es más fácil de controlar ya que el producto queda más cercano al lugar de la inyección. Muy recomendable para suelos arenosos, no limos y arcillas ya que el agua intersticial provoca un mal drenaje y crea inestabilidad. Las mezclas deben ser densas y poco permeables, por consiguiente lo mejor será mortero con baja relación agua-cemento o mezclas de lechada con materiales inertes.

Esta inyección tendrá una consistencia seca (12-15% cemento) y alcanza resistencias de 30-50 kg/cm². Aunque en algunos casos puede reducirse la cantidad de cemento y usar puzolanas. La arena debe ser media, inferior a 2.5 mm, es normal la adición de limo o arcilla para dar elasticidad a la

mezcla. Las distancias entre taladros, de 50-75mm de diámetro, serán entre 1.5 y 3 m, las presiones puede llegar a 40 kg/cm² y el tratamiento suele hacerse en cada taladro por tramos ascendentes o descendentes de 1.5 a 1.8 m de longitud.

Este tipo de inyecciones está recomendado para recuperación de asientos diferenciales, levantamiento o rectificación de rasantes en soleras. También para mejorar la resistencia terreno en zonas de pilotaje o mejorar el apoyo de zapatas.

1.2.2.4. Jet-grouting

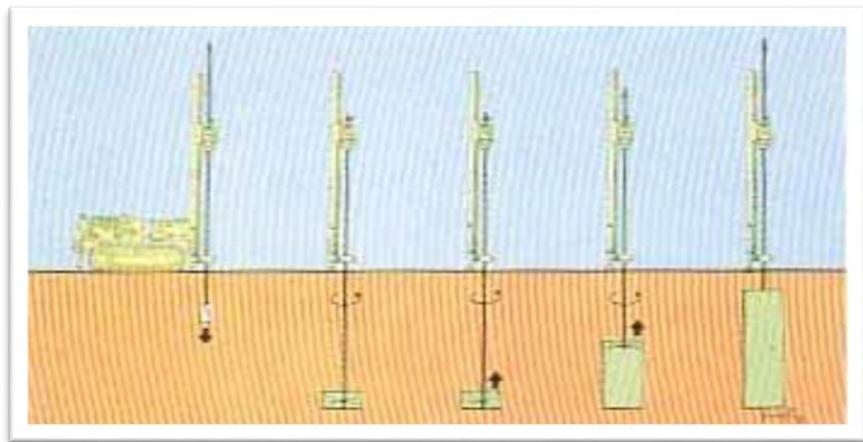
Actualmente es muy utilizado, es una técnica clásica dentro de las cimentaciones especiales. Esencialmente consiste en la inyección de lechadas de cemento a presiones muy altas capaces de romper el terreno y producir una mezcla del terreno con la lechada del cemento inyectado. El resultado final es un nuevo suelo, más o menos cilíndrico, cuya resistencia y permeabilidad son diferentes a las del suelo original.

El equipo está formado por tres componentes, una perforadora parecida a las usadas para micropilotes pero dotada de mecanismos muy automatizados, una mezcladora que mide y dosifica las características de la lechada y una bomba muy potente capaz de bombear un gran volumen de caudales a grandes presiones.

Para la perforación se usa el tricono o bien un martillo de fondo, se agrega agua de refrigeración y se eliminan los detritus, así se procede hasta alcanzar la cota inferior del

tratamiento donde se sitúa la tobera. Una vez alcanzada la profundidad deseada se extraen los tubos o monitores de perforación, al mismo tiempo que se ha inyectado una mezcla a presiones muy altas. Por eso el monitor posee unas toberas de salida de la inyección por encima de la punta de ataque. La mezcla inyectada es una mezcla de cemento aunque se le pueden inyectar otros tipos como sustancias químicas, bituminosas o bentoníticas.

Figura 5. Inyección Jet-grouting



El resultado de la aplicación es la formación de una columna de terreno cementado, su dimensión y resistencia dependen de factores como: la duración de la inyección, las velocidades de rotación y extracción de los conductos, la presión aplicada, la dosificación, viscosidad y los componentes de la mezcla, tipos de terreno, etc.

Topología de jets:

- Jet 1 o monojet. La inyección se hace con una lechada de cemento mediante dos toberas situadas a diferente nivel. La presión de inyección varía entre 20-60 MPa. La velocidad de

ascenso de los tubos varía entre 5 y 50 cm por minuto, y la velocidad de rotación entre 10-30 r.p.m. El diámetro de las toberas es de 3 a 5 mm, la relación agua cemento está entre 1 y 2, el diámetro de la columna dependerá de la naturaleza del terreno.

- Jet 2 o bijet. En este sistema la inyección es doble, hay dos variables el jet 2A en que la inyección es de cemento y aire, y el jet 2W en que la inyección es de cemento y agua. En el A la presión puede llegar a los 50 MPa mientras que en la del aire es de 0.7 y 1.2 MPa. En el jet 2W la inyección del cemento y la del agua llegan a presiones de hasta 50 MPa.
- Jet 3 o trijet. La inyección es triple, por la tobera inferior se inyecta la lechada de cemento hasta 50 MPa y aire y agua por la tobera superior. La inyección de agua se hace a 50MPa y la de aire entre 0.7 y 1.2 MPa. La velocidad del ascenso de los tubos es de 4 a 10 centímetros por minuto y la velocidad de rotación de 3 a 8 r.p.m., el diámetro de las toberas de la lechada de cemento es de 6-8 mm y la de agua de 1.5mm. Para la lechada se utilizan relaciones de agua cemento entre 0.7 y 1 el caudal de lechada será de 50-180 l/min, el de agua a 40-100 l/min y el de aire 0.4-1 m³/min.

Figura 6. Jet-1

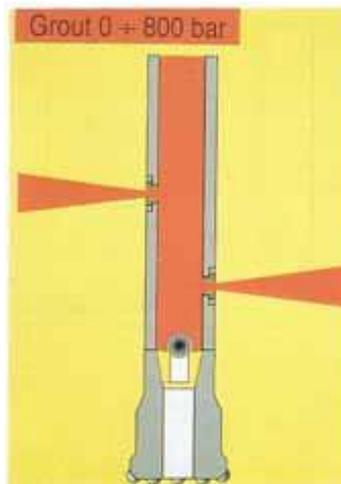


Figura 7. Jet-2

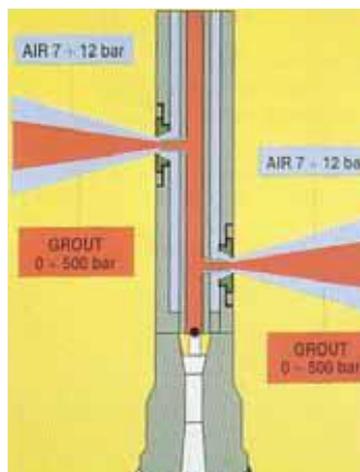
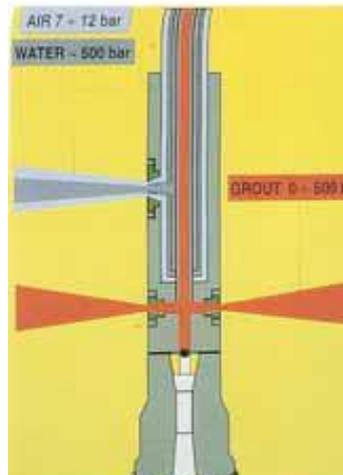


Figura 8. Jet-3



La técnica del jet-grouting ofrece ventajas apreciables respecto a los otros sistemas, primero permite atravesar todo tipo de terrenos por el sistema de perforación con que se realiza, al estar diseñado para recalces sus dimensiones son reducidas lo que posibilita el acceso a espacios mínimos. También permite crear apoyos no puntuales bajo las zapatas a recalzar por lo que la forma de trabajo de las mismas se aproxima más a la original con una realización y puesta en carga sin impactos ni vibraciones. Estas últimas características lo hacen apto para la construcción de pantallas y la apertura de túneles. Sin embargo es muy costosa por su ejecución, la adopción de este sistema requiere un volumen mínimo de obra.

Sus aplicaciones serán:

- El recalce de estructuras con problemas de cimentación
- El refuerzo de una cimentación existente por aumento o redistribución de cargas.
- La cimentación de edificios de nueva planta con dificultad para el acceso de equipos

- El refuerzo de excavaciones en la realización de sótanos adyacentes a estructuras ya construidas.
- La construcción de obras subterráneas donde el terreno no presente la estabilidad necesaria y sea preciso una protección adicional.
- La protección de excavaciones en particular cuando hay nivel freático.

1.2.2.5. Drenaje

Es frecuente no pensar en la solución del drenaje para consolidar un terreno, pero un buen drenaje puede ser más efectivo que muchas otras actuaciones que hagamos en el terreno. Ya sea por escorrentías o por el nivel freático, la saturación del terreno con agua disminuye la capacidad portante de éste. Una medida a tomar puede ser la creación de un recinto estanco entorno al edificio o un sellado del terreno para reducir las afluencias o filtraciones de agua. Este sellado puede realizarse mediante inyecciones.

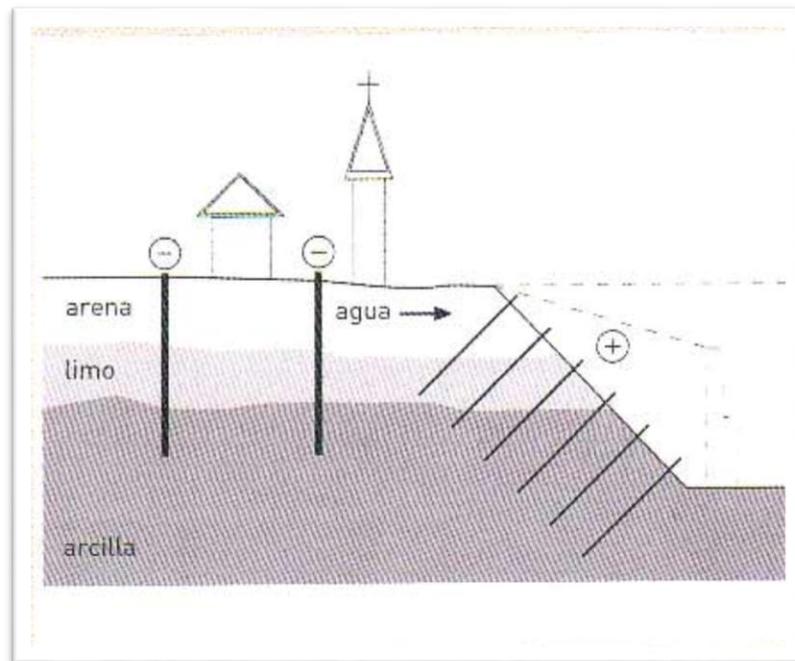
Son numerosas las precauciones constructivas que se pueden adoptar para minimizar los efectos del agua sobre un terreno, algunas son:

- La construcción de zanjas de grava en el contorno del edificio hasta 1.5 m de profundidad, en el fondo se disponen tubos perforados que recolectan el agua y la llevan a una red de desagüe.
- Pozos recolectores de diámetro inferior a 30 cm que precisan de sistemas de bombeo para su posterior vaciado.

Si no existe la posibilidad del desagüe podemos rellenar el terreno para alzar la rasante. Otra posibilidad es rebajar el

nivel freático del nivel de rasante mediante equipos de bombeo dispuestos en pozos perforados. En el caso de terrenos de granulometría fina puede forzarse la fuga de agua mediante la electroósmosis creando la diferencia de potencial.

Figura 9. Estabilización de un talud por electroósmosis



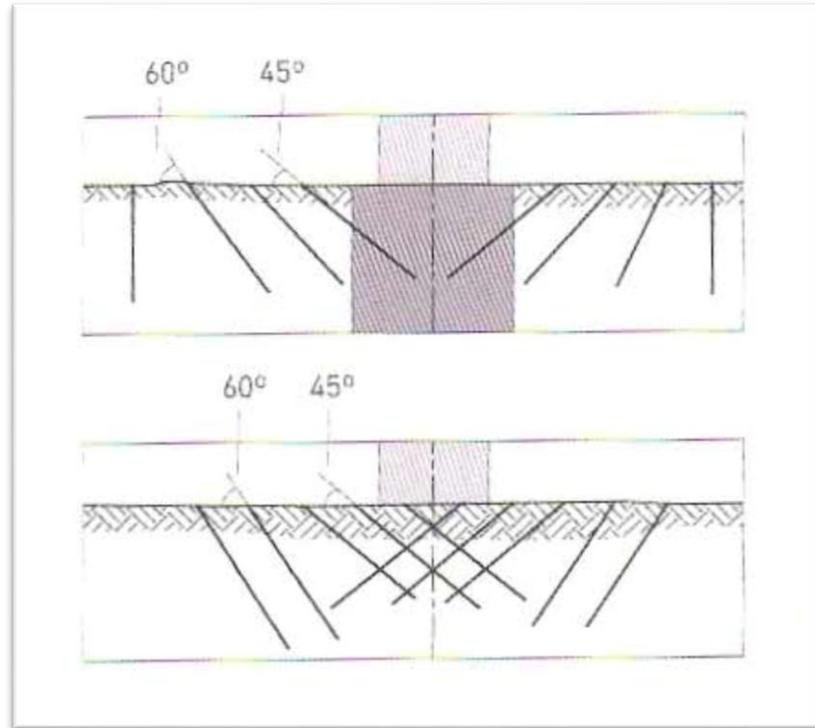
1.2.2.6. Armado del terreno

Este método consiste en atravesar el terreno en la zona de influencia de las cimentaciones por un entretejido de barras metálicas consiguiéndose así una trabazón que a efectos prácticos equivale a la cohesión del terreno. Las barras metálicas no atraviesan el cimiento, por lo que mejoran la adherencia mediante la fricción lateral con el cimiento o por la resistencia a la deformación del terreno.

Se aplica tanto en la edificación industrial como par almacenamientos industriales o parkings. En general en todas

las construcciones donde se transmiten pocos esfuerzos y uniformemente repartidos al suelo.

Figura 10. Esquema de cosido del terreno mediante barras metálicas



1.2.2.7. Sustitución

La sustitución es otra intervención previa a la cimentación, tratan de eliminar los terrenos no aptos soportar cargas o transmitir cargas de la cimentación. La operación trata de vaciar esas capas del suelo y cambiarlas por capas granulares correctamente extendidas y compactadas, la potencia de operación alcanza los 3 m de profundidad y es especial para grandes soleras industriales. Para profundidades mayores la sustitución puede limitarse a zanjas o a pozos rellenos de grava

coincidentes con la línea de cerramiento o con los pilares de la estructura.

1.2.2.8. Compactación

Es el aumento de la densidad de un terreno, y se realiza para disminuir la compresibilidad del mismo y por lo tanto los posibles asentos. También produce el aumento de la resistencia al corte, eleva la capacidad portante del terreno y estabiliza los terraplenes. Reduce el número de huecos y en consecuencia la permeabilidad y heladicidad.

Los sistemas de compactación se distinguen entre los superficiales y los de profundidad, en el primer caso se realizan con máquinas apisonadoras (vibrantes o estáticas) y con rodillos pesados (de llantas, pata de cabra, vibrantes). Los sistemas profundos se utilizan pesos muertos (200 toneladas) que se dejan caer desde cierta altura y así se logran impactos con alcances de hasta 30 metros de profundidad, el traslado de la maquinaria y las operaciones previas y finales de regularización hacen que la rentabilidad del sistema comience a partir de los 12000 m². Otro inconveniente son las vibraciones transmitidas a las edificaciones vecinas que limitan su campo de aplicación.

1.2.2.9. Preconsolidación

Es una técnica más bien preventiva pero efectiva. Se trata de situar sobre el terreno original un relleno provisional cuya presión sobre el original adelanta la consolidación del mismo. Es muy útil en terrenos de lenta consolidación como arcillas blandas o turbas puesto que a la larga provocarían asentos

diferenciales y pueden lesionar las edificaciones. Por lo tanto si prevemos la construcción sobre un solar de este tipo sería conveniente usar este método ya que estos terrenos pueden tardar en consolidar dos años.

1.2.2.10. Vibroflotación y Vibrosustitución

Son técnicas que buscan la consolidación del suelo. También es una operación preventiva se consigue a través de un vibrador cilíndrico, de diámetro 30-50 cm y un peso de 2-4 toneladas, que colgado de una grúa móvil se introduce en el terreno. Se divide el trabajo en tres fases:

- Se introduce en el terreno una inyección de agua que sale por el extremo del vibrador
- La inyección crea un estado de licuefacción (licuación y condensación) que sumado al peso del vibrador permite alcanzar la profundidad necesaria
- Se procede a la vibración y mientras el vibrador asciende de forma escalonada se compacta y consolida el terreno circundante al tiempo que se rellena la perforación.

Hay tres variantes de procedimiento según relleno utilizado:

- Vibroflotación: cuando el relleno es el propio suelo y está indicada en suelos poco cohesivos, granulares, heterogéneos y poco consolidados.
- Vibrosustitución por columnas de grava: cuando el relleno es grava. Se utiliza en suelos limosos o arcillosos en los que la cohesión dificulta la disipación de la energía transmitida por la vibración. Se diferencia de la vibroflotación en que durante la fase de ascensión el suelo circundante se compacta y desplaza al tiempo que la perforación se rellena con grava y

se compacta por los movimientos de subida y bajada del vibrador.

- Vibrosustitución por pilares de hormigón: cuando el relleno utilizado es hormigón, el cual no lleva armadura. El procedimiento se recomienda para suelos orgánicos no aptos para cimentar. Es muy parecido al caso anterior pero aquí se forman columnas de hormigón en masa y el suelo confinado entre estas columnas también recibe parte de la vibración.

1.2.2.11. Estabilización

Es una medida preventiva válida a través de la cual se añade al cemento componentes tales como, cal, cenizas volantes, bituminosos. Se busca mejorar las características específicas del terreno tales como la resistencia, durabilidad o manejabilidad, aumentar la impermeabilidad o reducir cambios volumétricos. El cemento portland es el aditivo más utilizado para aumentar la resistencia o la durabilidad, se aplica en proporciones del 2-4 % en peso seco en suelos granulares y del 10-15% para suelos cohesivos, sin embargo, las dificultades de mezcla y la gran cantidad de cemento limitan su uso.

El agregado de sílice, aluminio y álcalis de las cenizas volantes permite rebajar las adiciones de cemento. También se aplican conjuntamente con cal ya que reaccionan con el hidróxido cálcico formando compuestos cementantes. La cal apagada mejora la resistencia, la manejabilidad y reduce cambios volumétricos en las arcillas. Las proporciones de adición oscilan entre 2-8% de suelo seco. El agregado de

productos bituminosos es más costoso y difícil de mezclar, se utiliza solo para conseguir una capa cohesiva e impermeable sobre terrenos granulares y evitar la pérdida de resistencia al aumentar la humedad en suelos arcillosos.

1.2.2.12. Geoláminas

Son como su nombre indica materiales de amplia superficie y poco espesor que se emplean en tareas de consolidación e impermeabilización del terreno. El mercado ofrece tres tipos de láminas las geomembranas, las geotextiles y las geomallas.

- Geomembranas: laminas impermeables que se fabrican por extrusión de fibras sintéticas de corta longitud aglomeradas. Se aplican en la impermeabilización de embalses, lagos artificiales, etc. También en el revestimiento de depósitos o de conductos de agua dispuestos sobre el terreno, así como la impermeabilización de obras de tierra.
- Geotextiles: son telas sintéticas a base fibras continuas, si estas fibras están dispuestas de forma regular reciben el nombre de tejidos, si no se denominan fieltros. Los campos de aplicación de estas mallas son el drenaje, la protección, el refuerzo, el filtro y la separación en la construcción de carreteras, ferrocarriles, vertederos y la fijación de taludes y para evitar deslizamientos.
- Geomallas: son láminas agujereadas según tramas regulares. Acorde con su proceso de fabricación las geomallas pueden ser de barras, perforadas o estiradas. Se aplican en el armado del terreno para evitar fisuras en firmes, ayudan a la conformación de terraplenes, en la construcción

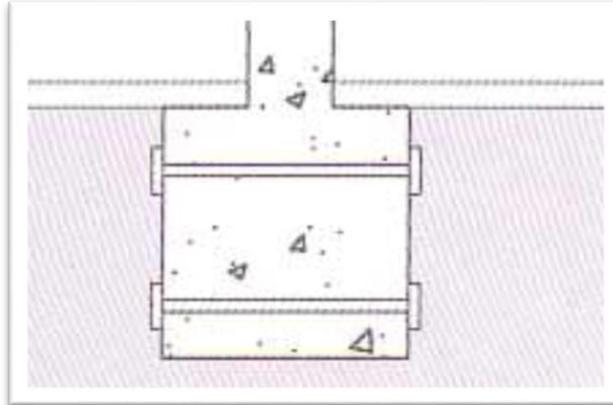
de estructuras de contención y como capas separadoras. También se utiliza en el armado y revestimiento de grietas y fisuras, como elemento de unión entre el hormigón, la obra de fábrica y los revestimientos, en la rehabilitación de paramentos, etc.

1.2.2.13. Refuerzo mediante armaduras

Con esta técnica entramos en las técnicas para recalzar en cimentaciones superficiales con técnicas también superficiales. Es un caso poco frecuente ya que normalmente las zapatas compuestas por un hormigón de calidad suficiente suele tener, también, la armadura suficiente. Pero hay casos en que la sección no es suficiente para soportar los esfuerzos a flexión, esto suele suceder por error de proyecto o por error en la ejecución.

El refuerzo por lo tanto consiste en introducir armaduras adicionales taladrando el hormigón. Ésta es una operación delicada y engorrosa ya que los taladros deben tener mucha precisión en la ejecución. La armadura que es introducida debe ser puesta en tensión y posteriormente inyectada con resinas. Es un pretensado de zapata. Pero esta solución solo puede ser utilizada cuando del defecto se detecta antes de la rotura de la zapata, si la zapata está rota el refuerzo no servirá de nada, deberemos recurrir al recalce de la zapata o a la sustitución.

Figura 11. Refuerzo mediante armaduras



1.2.2.14. Refuerzo por inyección

El refuerzo por inyección tiene la ventaja de que la puesta en carga se hace en la misma operación. El problema está en que no sabemos con certeza si la operación ha salido bien, puesto que la masa de la inyección puede no haber sido correctamente inyectada, para asegurarnos deberemos coger testigos de la zona donde hemos inyectado para saber que se ha inyectado toda la masa. Además esta técnica necesita de un cuidado reconocimiento del terreno que rodea al cimiento, pues si este es permeable a la inyección ésta puede perderse por huecos innecesarios y no quedar en los lugares donde nos interesa.

Para evitarlo, la inyección debe comenzar en el fondo y en el contorno de la cimentación. Se debe esperar al fraguado para conseguir una capa impermeable y después terminaremos la operación, siempre de abajo a arriba controlando el volumen de lechada que introducimos. En zapatas aisladas o cuando el terreno es muy permeable, la solución es más costosa y difícil,

pues usaremos tablestacas que rodeen el cimiento para evitar los escapes laterales de la inyección.

También se puede retener el escape lateral con la construcción de unos muretes de hormigón o ladrillo. La solución es buena y necesita menos medios que las tablestacas, pero su inconveniente es la necesidad de excavar previamente los laterales para la construcción de los muros, una operación que puede provocar un desmoronamiento del material degradado.

Figura 12. Inyección de lechada o mortero de cemento

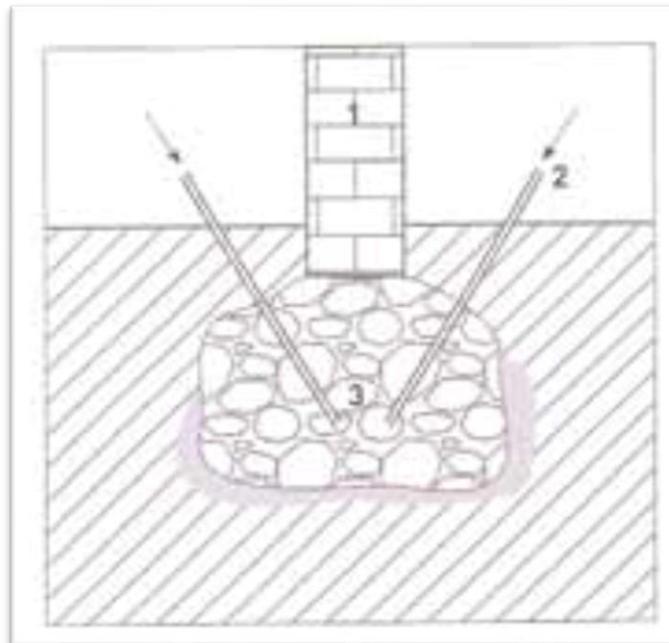


Figura 13. Inyección confinada en barrera de tablestacas

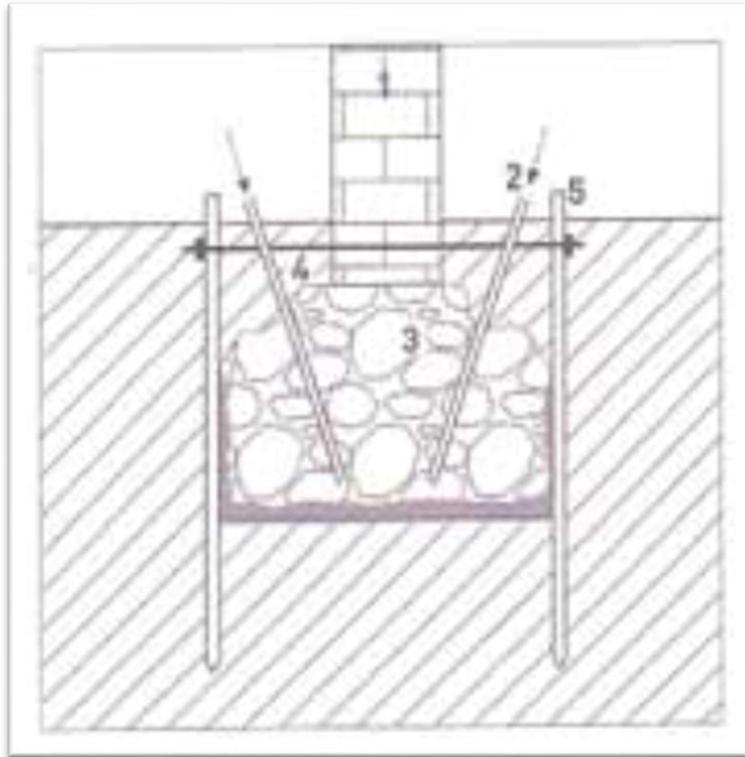
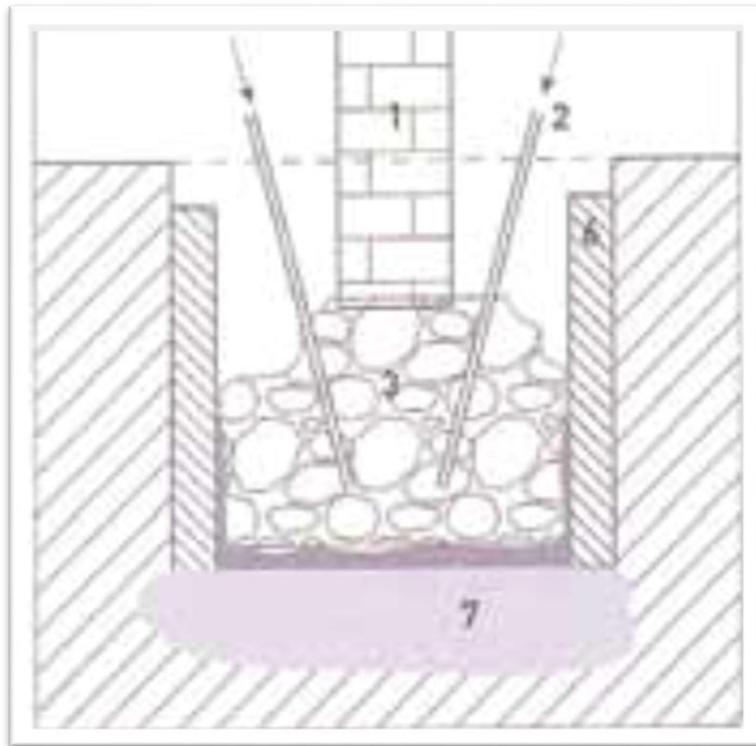


Figura 14. Inyección confinada entre muretes



1.2.2.15. Ampliación lateral de la cimentación

A veces resulta que la superficie de las zapatas no es suficiente, esto puede deberse a trabajar a tensiones muy elevadas o porque los materiales que forman la zapata están muy degradados. Entonces se procede a la ampliación, este método se utiliza cuando se van a aplicar cargas mayores a las existentes o el sustrato de apoyo es de una calidad insuficiente para la nueva situación.

La zapata va a tener el mismo canto que la existente, aunque a veces se aumenta el canto ya que no es recomendable que la zapata tenga un canto muy pequeño, la trabazón entre la vieja zapata y la nueva puede conseguirse a través de resinas, el dentado de la junta de confinamiento o también con el acañamiento de la zapata por la forma.

El problema fundamental es la unión de la parte nueva y la antigua, y que se consiga la puesta en carga del conjunto sin que haya unos asentamientos excesivos. Es necesario que el hormigón nuevo y el viejo queden totalmente adheridos. El hormigón nuevo debe tener una resistencia característica igual o ligeramente superior al existente ya que de nada servirá que sea mucho mayor.

Figura 15. Ampliación lateral de la cimentación (1).

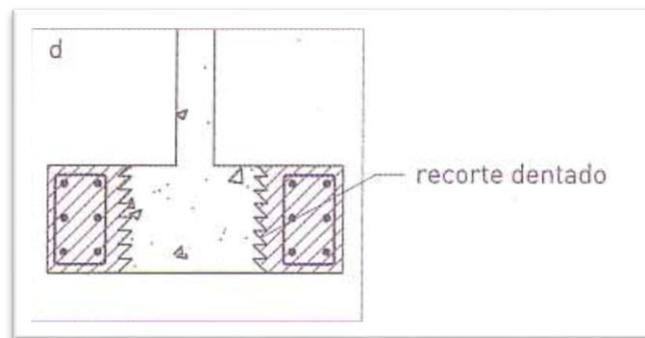
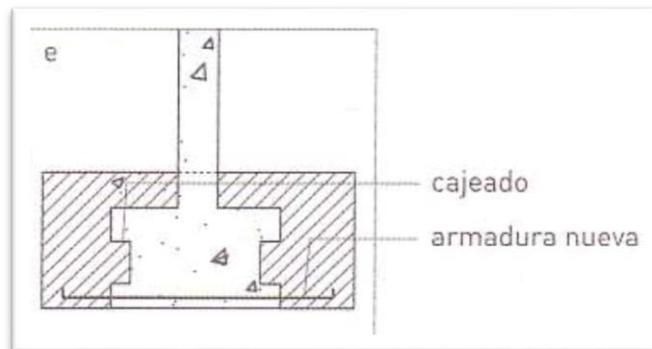


Figura 16. Ampliación lateral de la cimentación (2).



Entonces para que el conjunto funcione como una sola pieza se ha de preparar bien la unión. La buena unión de hormigones se consigue con una preparación cuidadosa de la superficie de contacto, picando y limpiando la zapata antigua, y consiguiendo un perfil óptimo de contacto entre ambas partes.

También puede obtenerse la buena adherencia impregnando la superficie de contacto antigua con resinas epoxi antes del hormigonado. En las zapatas aisladas la propia retracción del hormigón beneficia la adherencia por el efecto de zunchado que proporciona el hormigón nuevo al fraguar. Esto no ocurre en las zapatas corridas por tratarse de dos partes separadas por la propia zapata. Con estas soluciones la puesta en carga no está del todo asegurada y no es posible comprobarlo de manera controlada. Por eso se produce un cedimiento para que la zona ampliada funcione a pleno rendimiento.

Por tanto antes de empezar deberemos valorar si al adoptar esta solución aceptamos ciertos asientos o no. Puede hacerse una clasificación de las soluciones de ampliación por contorno:

- Ensanche del cimiento en el plano: la trabazón se puede conseguir mediante bulones, resinas, el dentado de la junta de contacto o el acañamiento de forma.
- Sistema pynford: es una variante que consiste en introducir unos castilletes metálicos en huecos abiertos en las cimentaciones, pasando entre ellos las armaduras que sustituyen las viejas zapatas de mampostería por bloques de hormigón armado.
- Puenteo del cimiento por encima: se transmiten las cargas a un anillo que contornea y ensancha la cimentación. En el caso de muros el puente puede formarse mediante vigas de acero u hormigón. Si se trata de pilares aislados es necesario formar una base armada contorneando por el arranque de los pilares.

Frecuentemente el ensanche de zapatas se complementa con un arriostrado de las mismas en una o dos direcciones, este tipo de soluciones tienen la ventaja de aportar más seguridad a la ejecución, puesto que las zapatas no son recalzadas en ningún momento. En ciertos casos límites de ensanches de zapatas se pueden llegar a crear una especie de losas continuas.

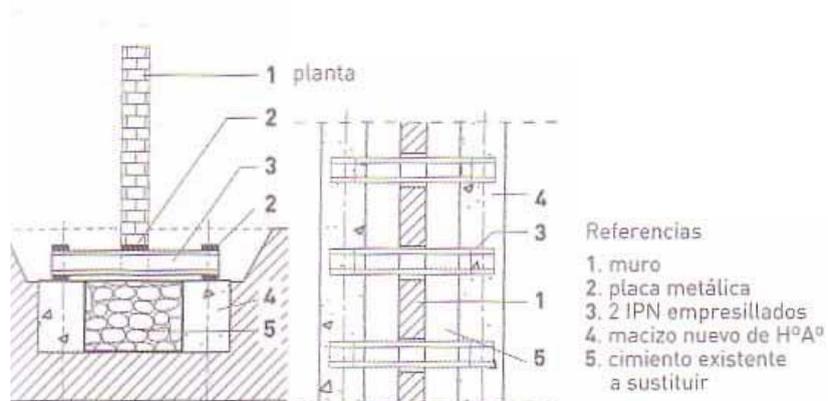
1.2.2.16. Sustitución mediante puentado

Consiste en construir la nueva cimentación en los lados la zapata en el perímetro de la zapata existente y dirigir las cargas estructurales a la nueva cimentación mediante puentes de acero u hormigón armado.

El procedimiento se parece bastante al recrecido de cimentaciones en el mismo plano pero aquí no se tiene en cuenta la colaboración del cimiento antiguo. Se trata, pues de un procedimiento más caro que los anteriores pues añade a los materiales utilizados las piezas que deben trabajar a flexión y cuya flecha de cálculo deberá ser muy estricta. Sin embargo, es una solución muy segura puesto que la cimentación existente se mantiene durante la ejecución.

Después de posicionar y nivelar las vigas con cuidado, se procede a la puesta en carga del conjunto, actuando mediante cuñas metálicas o con un mortero expansivo conseguiremos el apoyo del muro sobre las vigas. Los puentes se montan de forma alternativa en toda la longitud del muro.

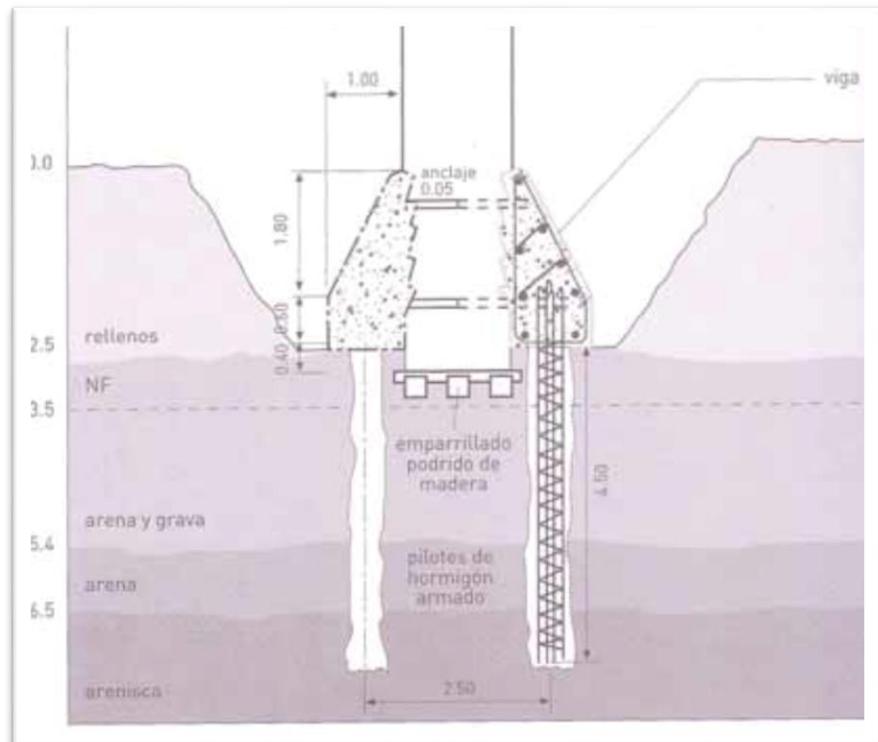
Figura 17. Sustitución mediante puenteadado



1.2.2.17. Recalce profundo mediante pilotes que rodean la cimentación

Esta técnica es utilizada para transferir las cargas desde grandes macizados hasta firmes muy profundos, sobre todo si el estrato que hay que atravesar es flojo o con presencia de agua. En cuanto a la ejecución es importante no producir vibraciones o impactos que puedan dañar el edificio. Por ello el pilote idóneo para los recalces, tanto de zapata aislada como de zapata corrida, será el pilote excavado con una herramienta helicoidal, cuando el terreno no admite este sistema habrá que buscar otra solución.

Figura 18. Recalce profundo mediante pilotes que rodean la cimentación



Los perfiles dentados tallados en la zapata original y el zunchado del encepado de los pilotes aseguran la transferencia de cargas de la antigua cimentación a la nueva. Esta solución necesita que los encepados estén bien atados mediante bulones o que exista una unión por debajo de la zapata, ya que no existe un zunchado efectivo. En estas soluciones no es posible la puesta en carga, salvo en el método del puenteado.

1.2.2.18. Recalce profundo mediante pilotes especiales bajo la cimentación

Este tipo de recalce es una técnica ingeniosa y segura, no apta para cualquier terreno. La operación lleva incluida la

puesta en carga en su misma ejecución, lo que en determinados casos puede ser muy útil.

La hincada del pilote se produce mediante gatos hidráulicos que se traban en la cimentación existente, no hay excavación alguna. Los pilotes son metálicos y se empalman por tramos. Se abre una zona de trabajo bajo el cimientado y se comienza la hincada disponiendo una sección de punta con los gatos recogidos y accionándolos a continuación. Una vez hincado el pilote en la longitud del recorrido de los gatos y estando estos extendidos, se retiran los gatos para la colocación de una nueva sección del pilote, colocando nuevamente los gatos encima. Se procede así sucesivamente hasta que se produce el rechazo. Aquí se introduce un pequeño pilar metálico y se retiran los gatos. La operación de hincada finaliza cuando se hormigona el entorno del pilarillo metálico, que queda perdido, y se rellena la excavación provisional.

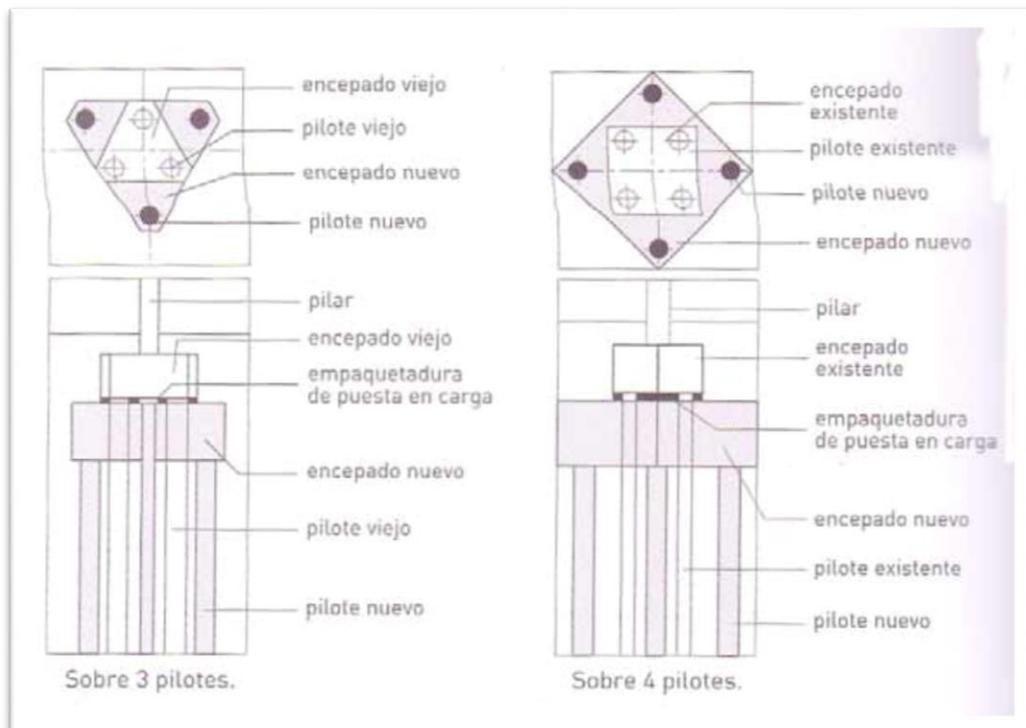
1.2.2.19. Recalce de pilotes mediante la ampliación del número de pilotes

Esta técnica consiste en construir pilotes a la misma o mayor profundidad que los pilotes que ya existen, por tanto es una técnica para actuar en cimentaciones profundas.

Los nuevos pilotes se ejecutan con una separación mínima recomendable a los pilotes ya existentes. Se deben situar de forma que la disposición sea simétrica, aunque esto obligue a construir más pilotes. Los nuevos encepados se situaran por debajo de los antiguos, dejándose una separación holgada para su empaquetadura a base de mortero expansivo.

Con esta puesta en carga se conseguirá la colaboración de ambas cimentaciones, pero no existe la seguridad de que el reparto de cargas sea equitativo o el deseado pues puede quedar una cimentación más cargada que la otra. Por este motivo en cargas de pilares muy grandes no se debe contar con los pilotes existentes y confiar solo en los pilotes nuevos.

Figura 19. Recalce sobre 3 y sobre 4 pilotes.



1.2.2.20. Pilotes adosados con cabezales de unión posteriores

En este caso se trata de pilotes verticales con diámetro comprendido entre 30 y 60cm, adecuados para el descalce de muros o zapatas corridas con cargas importantes, y cuando la obra permite introducir maquinaria relativamente pesada y de bastante altura. La unión a la cimentación puede hacerse mediante:

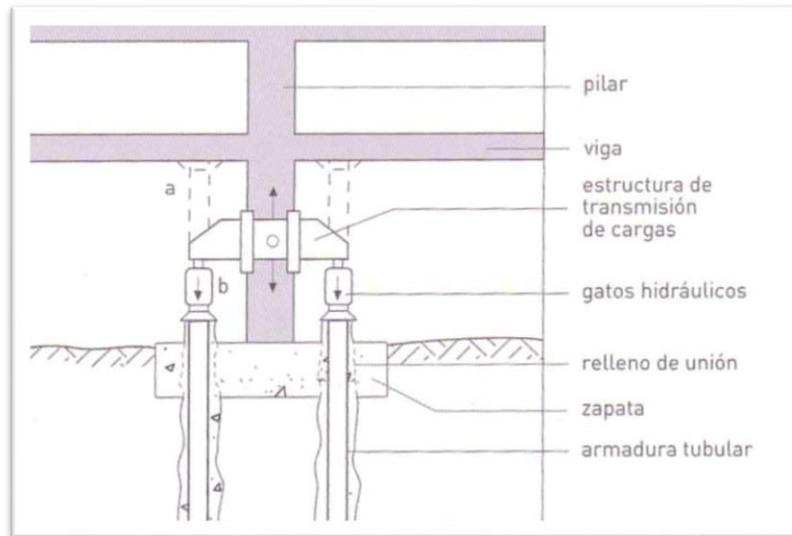
- Vigas pasantes que encepnan lo pilotes colocados a ambos lados.
- Construyendo vigas longitudinales, encepando los pilotes de cada lado y atirantándolas posteriormente contra el cimiento mediante pernos o pasadores metálicos.

Como en los otros sistemas de pilotaje se pueden usar el encepado en forma dentada para la unión del encepado con la cimentación. Las vigas pasantes pueden ser metálicas, de hormigón armado o de hormigón pretensado. Con las travesías pretensadas se eliminan los efectos de retracción y flexión ya que pueden conseguirse contraflechas que las compensen. En la fase de proyecto debe comprobarse lo siguiente:

- Las reacciones de la viga sobre el cimiento deben ser las admisibles para los materiales adjuntos a ella, sobretodo en el caso de mamposterías, en relación a esfuerzos de compresión, corte y flexión.
- Las flechas de puesta en carga deben ser admisibles también para la estructura incluyendo, los asientos por retracción, si bien siempre se pueden realizar correcciones mediante gatos.

Existe una variante de estos sistemas que es el pilote adosado con un cabezal que penetra en ménsula bajo el cimiento. Esta solución exige un dimensionado muy cuidadoso, tanto de la ménsula como del pilote ya que las flexiones en la parte superior pueden ser muy importantes y las deformaciones elásticas pueden no ser compatibles si el terreno superior es relativamente flojo.

Figura 20. Pilotes adosados con cabezales de unión posteriores.



La solución resulta más racional cuando las ménsulas son los extremos de amplias vigas o losas que cruzan el edificio y reciben cargas relativamente simétricas y compensadas.

1.2.2.21. Pilotes que atraviesan cimentaciones existentes.

Micropilotes

La primera referencia histórica de los micropilotes es del año 1950 cuando se decidió armar con barras de acero inyecciones de lechada. Estos son los micropilotes o pilotes aguja, es un pilote de pequeño diámetro y es un elemento estructural de empleo común para tareas de recalce y consolidación de cimentaciones, ya que resuelve casi siempre con gran eficacia y seguridad. Sus diámetros varían entre los 100 y 300mm.

La perforación se puede hacer con camisa perdida o no, según el terreno. En terrenos blandos, el sistema más usual es la rotación continua con un tricono o trialetas situadas en la

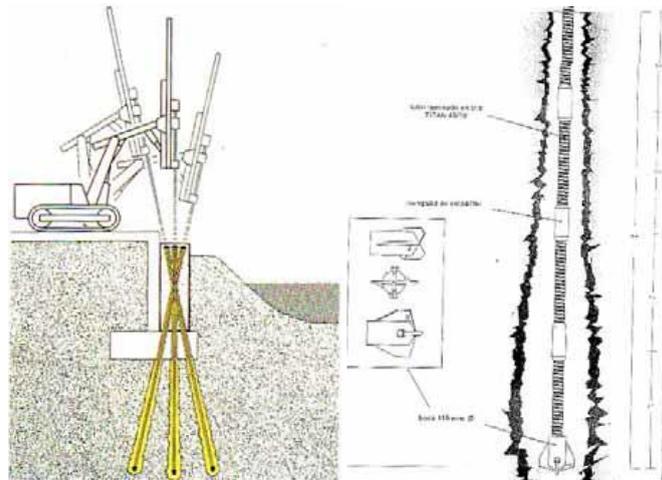
punta del primer tramo de una serie de tubos que se conectan sucesivamente hasta la profundidad necesaria. Si aparecen capas duras se pueden cambiar los triconos por coronas de metal duro. Si los suelos que perforamos no son duros se puede usar una hélice continua. Con tal de perforar suelos más resistentes se puede añadir a la rotación la perforación por martillo en cabeza. Para atravesar o encastar en capas muy resistentes se utiliza el martillo de fondo.

La limpieza de los detritus del suelo se puede hacer con la circulación de agua o aire. Hay sistemas donde el tubo de perforación queda perdido después de la perforación y sirve como armado del micropilote. La lechada se inyecta por el interior del tubo y sale por la parte inferior. En este sistema es posible aumentar el diámetro de la punta mediante la presión controlada. Se pueden acoplar a los tubos de la perforación diferentes cabezales de ataque según la naturaleza del suelo.

El armado de los micropilotes está formado normalmente por una armadura tubular y de barras de acero corrugadas y estribos. El diámetro y el número de barras dependerán de la capacidad mecánica resultante de los cálculos. Si hace falta aumentar el límite estructural del micropilote se puede colocar barras perforadas, hasta perfiles laminados.

El hormigonado normalmente se hará de mortero con dosificaciones altas de cemento. Una dosificación tipo sería 600 kg de cemento de alta resistencia, un metro cúbico de arena y 200 l de agua, con esta dosificación se obtendrán valores de resistencia característica mayores a 200 kg/cm².

Figura 21. Micropilotes.



A medida que se vierte el mortero se extrae la camisa de perforación. Se puede comprimir el mortero contenido dentro del tubo con aire a presión controlada. Se trata de una presión global, este sistema recibe el nombre de inyección con presión global unificada IGU.

La colocación de vainas y obturadores en zonas seleccionadas del tubo de inyección permitirán aumentar el diámetro y la superficie lateral del micropilote en las zonas deseadas e incrementar en mucho la capacidad portante. Este sistema recibe el nombre de inyección repetitiva y selectiva IRS, que es muy adecuada en suelos granulares.

La capacidad portante de los micropilotes variara entre las 10 y las 100 toneladas según el diámetro y el tipo de micropilote. Es una solución muy práctica en la edificación urbana puesto que la maquinaria no es muy grande y al ser hidráulicas no producirán vibraciones y permitirá la profundización necesaria empalmando vainas.

Para el éxito de este tipo de recalce se requerirán las siguientes condiciones; la cimentación a recalzar debe tener suficiente canto y resistencia para transmitir las cargas a los micropilotes por adherencia, la capa del terreno de apoyo debe encontrarse a distancia moderada (menos de 20 m) ya que es difícil garantizar la continuidad estructural, la alineación recta y la precisa posición en pilotes muy largos, y el terreno atravesado debe ser relativamente estable para no producir flexiones, rozamientos negativos, etc. en los micropilotes.

La capacidad portante de los micropilotes depende mucho del sistema constructivo, del tipo de armadura, de la longitud e inclinación de los mismos, del terreno donde se apoya, etc. En principio no existe riesgo de pandeo, salvo en terrenos muy blandos, aunque al formarse grupos de micropilotes se mejora mucho la resistencia frente a los micropilotes aislados.

Se deben tomar valores muy conservadores para el cálculo de la resistencia por adherencia del contacto entre el cemento y el micropilote, ya que es difícil garantizar la buena adherencia, podemos recurrir por ello al empleo de resinas, la inyección a presión u otros sistemas. Si se calcula el micropilote y no tienes suficiente adherencia o hay problemas de cortante, puede ensancharse o acampanarse el entronque con la zapata o agrandar la sección estructural, o bien usar bulones o barras resinadas.

En cuanto a los asientos debe contarse con la deformación elástica del micropilote y los debidos a compresibilidad del terreno, de acuerdo con las teorías usuales de la mecánica de suelo. Si se desea que los asientos de

puesta en carga no se transmitan a la estructura, éstos pueden provocarse mediante gatos que cargan contra pórticos auxiliares.

En el diseño del recalce debe procurarse que las cargas coincidan con el centro de gravedad de cada cepa de micropilotes y transmitan esfuerzos similares a cada uno de ellos de forma que no se produzcan giros o desplazamientos horizontales del apoyo. Esto se consigue con grupos de tres o más pilotes simétricamente colocados. La estabilidad del apoyo mejora si los micropilotes adoptan una ligera inclinación hacia afuera (unos 15°) pero no es absolutamente necesario y en bastantes casos la inclinación viene por una mayor facilidad en la ejecución. Cuando hay grandes cargas se recurre a una “canasta” de micropilotes que confinan un núcleo de terreno formando una gran zapata de recalce que se prolonga hasta el firme.

La clasificación de los micropilotes puede hacerse según algunos aspectos elementales como el sistema de perforación, la presión de la inyección, el sistema de limpieza del detritus, el tipo de armado o por el sistema de recalce.

El cálculo de los micropilotes trata de calcular su longitud, la capacidad estructural, la sección, el armado y también la unión entre el micropilote y la zapata. La transmisión de la carga del micropilote al suelo se hace fundamentalmente por rozamiento lateral. Normalmente a causa del pequeño diámetro del pilote la transmisión en punta no se considera.

El cálculo de la longitud vendrá dada a partir de los valores de la tensión tangencial unitaria admisible del terreno.

Carga de servicio= $\pi \cdot \text{diam} \cdot L \cdot \text{tensión tangencial}$.

En cuanto a la capacidad estructural del micropilote se obtiene a partir de la resistencia de cada uno de los materiales.

Capacidad estr.= $(1/\text{factor reducción}) \cdot (0,25 \cdot A_c \cdot F_{ck} + A_s \cdot F_{yk}) \cdot R$ (pandeo)

Tendremos en cuenta también el deslizamiento entre los micropilotes y la zapata, el cálculo se hace a partir de la resistencia del hormigón al esfuerzo cortante.

Área lateral de contacto $\cdot f_{ck} > 1,6 \cdot \text{Carga del micropilote}$

1.3. Definición de términos básicos

- **Pilotes:** Se denomina pilote a un elemento constructivo utilizado para cimentación de obras, que permite trasladar las cargas hasta un estrato resistente del suelo, cuando este se encuentra a una profundidad tal que hace inviable, técnica o económicamente, una cimentación más convencional mediante zapatas o losas.

Tiene forma de columna colocada en vertical en el interior del terreno la que se apoya el elemento que se transmite las cargas y que se transmiten la carga al terreno por rozamiento del fuste con el terreno, apoyando la punta en capas más resistentes o por ambos métodos a la vez.

- **Patrimonio cultural:** Es la herencia cultural propia del pasado de una comunidad, mantenida hasta la actualidad y

transmitida a las generaciones presentes. Las entidades que identifican y clasifican determinados bienes como relevantes para la cultura de un pueblo, de una región o de toda la humanidad, velan también por salvaguardar y la protección de esos bienes, de forma tal que sean preservados debidamente para las generaciones futuras y que puedan ser objeto de estudio y fuente de experiencias emocionales para todos aquellos que los usen, disfruten o visiten.

- **Calzadura:** La calzadura es un elemento que soporta carga vertical directamente y lo transmite a un estado inferior del suelo. El término lo hemos generalizado por otro tipo de funciones y lo empleamos indistintamente para aquellas obras que se realizan con algunos de los propósitos siguientes:

- a). Para consolidar la cimentación de una estructura existente. Tal es el caso de una estructura que ha sufrido asentamientos.

- b). Para dar mayor capacidad portante a la cimentación y podría requerirse buscar un extracto de suelo más resistente a mayor profundidad o reforzar la misma cimentación

- c). Para la protección de la propiedad vecina edificaciones o taludes, cuando se va realizar excavaciones cercanas. En este contexto las obras de calzadura tienen carácter temporal ya que su función de contención o confinamiento será asumida definitivamente por la nueva construcción.

- **Cimentación:** Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales de una estructura cuya misión es transmitir sus cargas o elementos apoyados en ella al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

Capítulo 2. Planteamiento del problema

2.1. Descripción del problema

Desde tiempos antiguos la ingeniería civil se ha encontrado con ciertos desafíos en los que se han planteado las mejores soluciones en cuanto a eficiencia y economía. Cada vez los métodos empleados van innovándose producto de encontrar una solución práctica a los diferentes problemas que puedan surgir en las obras. La mayoría de los proyectos se centran en las zonas urbanas, y es muy frecuente colindar con otras edificaciones que son antiguas o que forman parte de algún patrimonio cultural. Muchos de estos proyectos requieren hacer excavaciones profundas, algo que perjudica las edificaciones contiguas ya sea por provocar un asentamiento diferencial o el colapso de la misma. Para estos casos se refuerzan las estructuras colindantes mediante los diferentes métodos, uno de ellos es el uso de calzaduras, en casos específicos, calzaduras no convencionales.

En la ciudad de Iquitos se encontró un caso especial mientras se realizaba la Remodelación y ampliación del Ex Hotel de Turistas. Básicamente la edificación contigua a la obra forma parte del patrimonio cultural de la ciudad cuyo nombre es La Casa Lama. El proyecto implica realizar un sótano a -3 metros de altura del nivel de piso terminado, y para ello se debe excavar un poco más de esa profundidad. Hecho que perjudicaría la estabilidad del muro colindante de La casa Lama, cuyos cimientos son antiguos y el terreno se configura con baja capacidad portante. La propuesta para tal situación es realizar una calzadura no convencional que sea eficiente y económica para reforzar dicho muro y evitar un posible asentamiento o colapso de la estructura.

También se realizó una inspección visual del estado en la que se encontraba la casa Lama, antes de realizar la calzada no convencional, evidenciando que por la antigüedad de la estructura ya se encontró grietas, fisuras en los muros y losa abovedada las cuales si había una falla estructural de sus cimentaciones podrían colapsar, por ello durante la construcción del sótano del hotel de turistas ponía en riesgo la edificación de la casa Lama.

Las evidencias de cómo se encontraba la casa lama se encuentran en los anexos.

Podemos constatar que la Casa lama no sufrió daños estructurales durante la construcción del sótano del Ex Hotel de Turista, con eso demostramos que la calzada convencional funciona hasta la actualidad, otra prueba tangible y veraz es que no sufrió daños estructurales durante el terremoto que ocurrió el 26 de mayo del 2019 un terremoto de 8.0 que se registró en la ciudad de Iquitos, en ese entonces la casa lama esta reforzada con la calzada no convencional.

2.2. Formulación del problema

2.2.1. Problema General

¿Cómo influye el uso de una calzada no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante en la Ampliación y Remodelación del Ex Hotel de Turistas de la ciudad de Iquitos?

2.2.2. Problema Específico

- ¿Cuáles son las condiciones del suelo para hacer uso de la calzada no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante?

- ¿Cuál es el diseño más óptimo de la calzadura no convencional para el reforzamiento de la fundación del muro colindante?

- ¿Cuál es la capacidad de carga del terreno de fundación del muro colindante con el uso de calzadura no convencional?

2.3. Objetivos

2.3.1. Objetivo general

Determinar de qué manera influye el uso de calzadura no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante en la Ampliación y Remodelación del Ex Hotel de Turistas de la ciudad de Iquitos.

2.3.2. Objetivos específicos

- Determinar las condiciones del suelo para hacer uso de la calzadura no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante.

- Evaluar el diseño más óptimo de la calzadura no convencional para el reforzamiento de la fundación del muro colindante.

- Determinar la capacidad de carga del terreno de fundación con el uso de calzadura no convencional.

2.4. Justificación de la Investigación.

Debido a que la casona Patrimonio cultural corre peligro a ser afectada por la construcción colindante se tomó una medida drástica de reforzar la cimentación por lo que se realizarán trabajos de excavaciones profundas, y está corre riesgo de asentamiento y el desplome del muro colindante, tomamos en cuenta lo ocurrido en la

ciudad de lima un trabajo similar a realizar que no se tomó las medidas correspondientes al caso y esto, origino el colapso de un edificio y debido a lo ocurrido , el Ministerio de Vivienda opto por ser más drásticos en ese tipo de construcciones y mejorando así la norma E 0.50 .

Realizado los estudios de suelos correspondientes y obteniendo los datos de campo, se determinó mediante cálculos y ensayos, que la cimentación de la casona corría riesgo y eso conlleva a realizar un reforzamiento mediante una calzadura no convencional.

2.5. Hipótesis

2.5.1. Hipótesis general

El uso de calzadura no convencional mejora considerablemente las propiedades mecánicas de la fundación del muro colindante en la Ampliación y Remodelación del Ex Hotel de Turistas en la ciudad de Iquitos.

2.5.2. Hipótesis específicas

- Las condiciones del suelo requieren uso de la calzadura no convencional para el reforzamiento de la fundación del muro colindante.
- El diseño propuesto de la calzadura no convencional es el óptimo para el reforzamiento de la fundación del muro colindante.
- La capacidad de carga del terreno de fundación del muro colindante mejora significativamente con el uso de calzadura no convencional.

2.6. Variables e Indicadores

2.6.1. Identificación de las variables

- Variable Independiente (X):
Calzadura no convencional.
- Variables Dependiente (Y):
Reforzamiento de muro colindante.

2.6.2. Definición conceptual y operacional de las variables

Variab les	Definición conceptual	Definición operacional
Calzadura no convencional	Son todas aquellas técnicas que utilizan tecnología y maquinaria relativamente modernas como pretensados de armaduras, pilotes y micropilotes o inyecciones en el terreno.	Cálculo de diseño de pilotes con viga cabezal
Reforzamiento de muro colindante	El recalzo o recimentación se refiere al proceso de reconstrucción o de refuerzo de la cimentación de un edificio existente, o a su ampliación, cuando una nueva excavación en la propiedad colindante es más profunda que la cimentación existente.	Capacidad portante del suelo.

Capítulo 3. Metodología

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

Estudio correlacional: Porque en este trabajo de investigación se persiguió medir el grado de relación entre dos variables (X=calzadura no convencional y, Y=refuerzo de

muro), tales relaciones se sustentaron en hipótesis sometidas a prueba.

3.1.2. Diseño de investigación

Diseño Experimental: Porque en la investigación se manipuló la variable independiente (diseño óptimo) y se observó un incremento en la resistencia en la variable dependiente (capacidad portante del suelo).

3.2. Población y Muestra

3.2.1. Población

Los suelos tropicales que se encuentra en la construcción de la calzada no convencional en el Ex Hotel de turista iquitos

3.2.2. Muestra:

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
 R	Relleno de arena limosa de color negro con presencia de cascajo
 CL	Arcilla de inorganica, color anaranjado
 SM	Arena limosa, de color beige
 SP	Arena mal graduada, de color beige
 CL	Arcilla inorgánica, de color gris oscuro
 SPT-n	Ensayo Penetración Estándar (SPT)
 N.F.	Nivel de Filtracion de agua

3.3. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

3.3.1. Técnica de recolección de datos

En el proceso de investigación se aplicaron las siguientes técnicas:

TÉCNICA	NORMA APLICABLE
Calicatas y Técnicas de Muestreo	ASTM D 440
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	ASTM D 1586
Corte mediante Veleta Normal	ASTM D 2573
Perforación manual	ASTM D 1452
Descripción Visual de Suelos	ASTM D 2487

Seguidamente se procedió a seleccionar y clasificar visualmente todas las muestras obtenidas de las Calicatas y SPT efectuados, para continuar con los ensayos de laboratorio que se indican a continuación:

ENSAYOS	NORMA APLICABLE
Análisis Granulométrico	ASTM D 422
Contenido de Humedad	ASTM D 2216
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	ASTM D 2487
Límite Líquido y Plástico	ASTM D 4318
Peso Volumétrico	ASTM D 2937
Descripción Visual – manual	ASTM D 2488

3.3.2. Instrumentos de recolección de datos

Ficha de observación

3.4. Procesamiento y análisis de datos

El procesamiento de los datos se realizó en forma manual y computarizada. Se utilizó software estadístico de Windows EXCEL para el procesamiento de la información.

3.5. Consideraciones previas para el estudio

La obra Ampliación - remodelación del ex hotel de Turistas, que corresponde al sector privado, se encuentra ubicado en el Malecón

Tarapacá s/n (entre el Jr. Putumayo y Jr. Napo, del Distrito de Iquitos, Provincia de Maynas, Departamento de Loreto. Está ubicada en una zona urbana colindante a estructuras antiguas, en este caso un patrimonio cultural de la nación (Casa Lama).

Se consideró inicialmente un diseño de reforzamiento al muro colindante con la obra Ex Hotel de Turistas, una calzada convencional que consistía en una viga de cimentación corrida a lo largo del muro. Pero ya que se debían realizar excavaciones profundas en suelos tropicales (suelos muy inestables), con fines de construir un sótano, se necesitaba plantear una mejor propuesta de reforzamiento a la fundación; considerando además que se trata de un patrimonio cultural el cual corresponde a un mayor análisis para garantizar mínimos asentamientos producto de los distintos trabajos que se puedan realizar en la obra.

Es ahí donde se propone una calzada no convencional que consta en incar pilotes de acero y concreto con soporte de una viga cabezal a lo largo del muro colindante. Se empezó las investigaciones del caso, con la recopilación de datos.

Con la construcción de la calzada no convencional se logró evitar el desplazamiento y asentamiento del muro colindante mejorando la capacidad de la cimentación contundentemente y de esa forma salvando el patrimonio cultural.

Capítulo IV. Resultados

4.1. Ensayo de SPT

De las cuales por cada Muestra que se realizó se hizo análisis granulométrico de acuerdo a la norma ASTM C - 136, Límites de consistencia, determinación de densidad en laboratorio ASTM D – 7263 y humedad natural ASTM D – 2216.

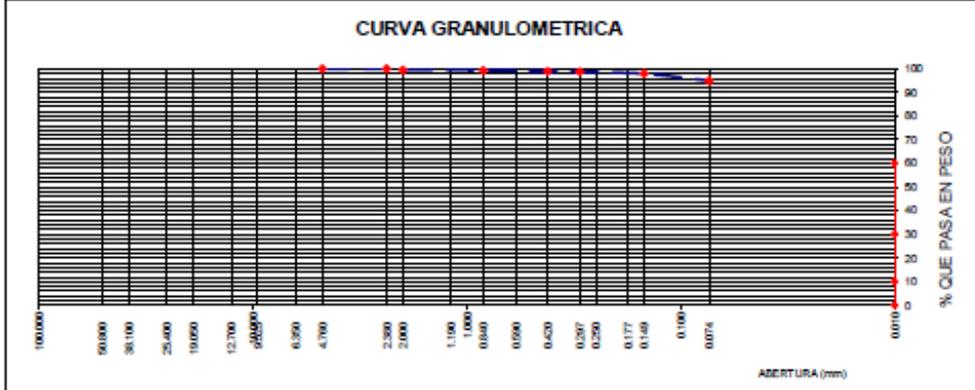
4.4.1. Muestra-1

Tabla 1. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.128

Datos de campo:

Ubicación : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-1
 Profundidad : 1.20-2.70m.
 Peso de muestra seca : 73.30
 Peso de muestra lavada : 3.70

Tamizos ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Especifico.	Observaciones
3"	76.000						
2 1/2"	63.300						L. Líquido : 39.01
2"	50.600						L. Plástico : 18.45
1 1/2"	38.100						Ind. Plástico : 20.55
1"	25.400						Clas. SUCS : CL
3/4"	19.050						Clas. AASHTO : A-6 (12)
Nº4	4.760						
Nº8	2.380				100.00		
Nº10	2.000	0.26	0.35	0.35	99.65		
Nº20	0.840	0.20	0.27	0.63	99.37		
Nº40	0.420	0.31	0.42	1.05	98.95		
Nº60	0.297	0.15	0.20	1.26	98.74		
Nº100	0.149	0.60	0.82	2.07	97.93		
Nº200	0.074	2.18	2.97	5.05	94.95		
Pasa Nº200		69.60	94.95				



ESPECIFICACIONES : El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM D-422, Norma Técnica NTP 339.128, clasificación SUCS del suelo según ASTM D-2487 y los tamices cumplen con los requisitos de la Norma NTP 350.001

OBSERVACIONES : Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.

RESULTADOS : Arcilla inorgánica, de color anaranjado, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-6 (12). El porcentaje que pasa la malla Nº 200 es de 94.95%

[Signature]
 Msc. JORJA Sarmiento Norrís
 Técnico en Mecánica de Suelos
 Concreto y Asfalto

Tec. Responsable del Ensayo

[Signature]
 MIGUEL A. ROBALINO OSORIO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. Nº 48741

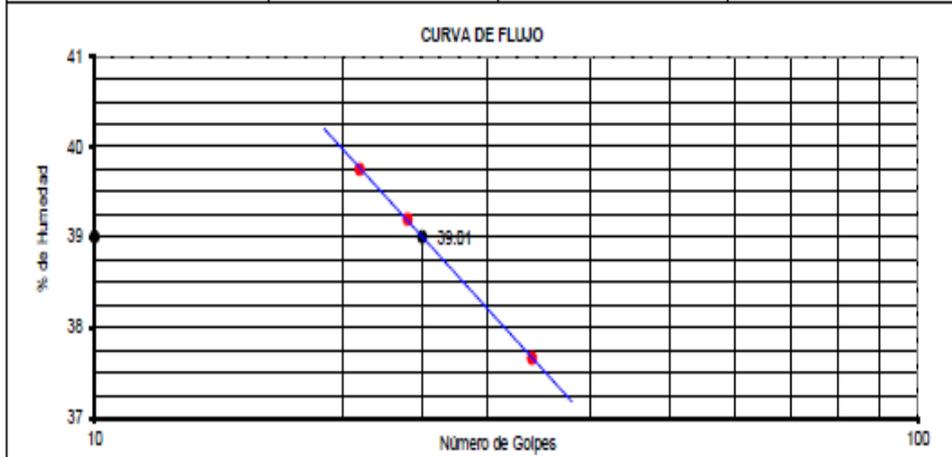
V'B* Ingeniero Responsable

Tabla 2. Límites de Consistencia.

Datos de Campo		Resultados	
Ubicación	S.P.T. N° 01	Límite Líquido	39.01
Muestra	M-1	Límite Plástico	18.45
Profundidad	1.20-2.70m.	Ind. Plástico	20.55
		Clas. SUCS	CL
		Clas. AASHTO	A-6 (12)

Límite Líquido		ASTM D 4318 - T 89		
ENSAYO N°	1	2	3	
N° de Golpes	21	24	34	
R + Suelo Hum.	47.48	66.15	46.31	
R + Suelo Seco	45.23	63.90	43.70	
Peso de la Tara	39.57	58.16	36.77	
Peso de agua	2.25	2.25	2.61	
Peso de S. Seco	5.66	5.74	6.93	
% de Humedad	39.75	39.20	37.66	

Límite Plástico		ASTM D 4318 - T 90		
ENSAYO N°	1	2	3	
R + Suelo Hum.	44.62	50.35		
R + Suelo Seco	44.11	49.92		
Peso de Recip.	41.31	47.62		
Peso de agua	0.51	0.43		
Peso de S. Seco	2.80	2.30		
% de Humedad	18.21	18.70		



ESPECIFICACIONES : Los Límites de consistencia está especificado según las Normas ASTM D 4318 - T89 para limite líquido y limite plástico ASTM D 4318 - T 90.

OBSERVACIONES : Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.

RESULTADOS : Arcilla inorgánica, de color anaranjado, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-6 (12).

En los ensayos realizados a la muestra se obtuvieron LL = 39.01 | P = 18.45 | IP = 20.55.

[Signature]
 T.C. JACK SARMIENTO MORRIS
 Técnico en Mecánica de Suelos
 Concreto y Asfalto

Tec. Responsable del Ensayo

[Signature]
 MIGUEL A. ROBALINO OSORIO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 48741

Tabla 3. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263

Datos de campo:

Ubicación : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-1
 Profundidad : 1.20-2.70m.

ENSAYO	1	2	3
Muestra WM	18.18	17.41	17.80
Muestra+Parafina WM+WP	19.81	18.54	19.18
Volumen Desplazado VM+P	11.60	10.50	11.05
Parafina	0.87	0.87	0.87
WP=WM+WP-WM	1.63	1.13	1.38
VP=WP/PARAFINA	1.87	1.30	1.59
VM=VM+P-VP	9.73	9.20	9.46
Vm=WM/VM	1.87	1.89	1.88
PROMEDIO	1.88		

ESPECIFICACIONES : Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo se realizó según Norma ASTM D- 7263.

OBSERVACIONES : Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.

RESULTADOS : Arcilla inorgánica, de color anaranjado, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-6 (12).

Los ensayos realizados para el Peso volumetrico de los suelos dieron como resultado de **1.88 gr/cc.**

Tabla 4. Humedad Natural (ASTM D- 2216)

Datos de campo:

Ubicación : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-1
 Profundidad : 1.20-2.70m.

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	274.43	116.63	195.53
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr.)	229.25	100.91	165.08
PESO DE LA TARA	76.12	48.44	62.28
PESO DEL AGUA	45.18	15.72	30.45
PESO DE SUELO SECO	153.13	52.47	102.80
% DE HUMEDAD	29.50	29.96	29.73
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	29.73		

ESPECIFICACIONES : La Humedad Natural del suelo se realizó según las Normas ASTM D-2216

OBSERVACIONES : Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.

RESULTADOS : El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 29.73 %

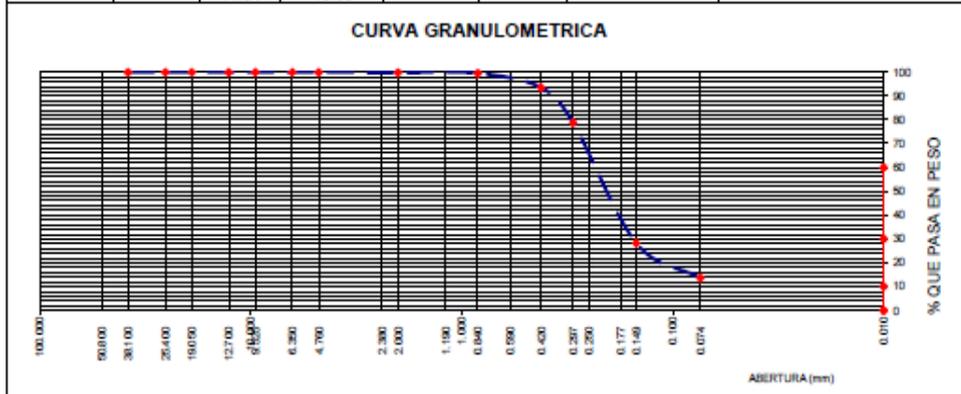
4.4.2. Muestra-2

Tabla 5. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.128

Datos de campo:

Nº Exploración : S.P.T. Nº 01
 Muestra : M-2
 Profundidad : 2.70-4.05m.
 Peso de muestra seca : 106.20
 Peso de muestra lavada : 76.12

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Específic.	Observaciones
2 1/2"	63.500						L. Líquido : NP
2"	50.800						L. Plástico : NP
1 1/2"	38.100						Ind. Plástico : NP
1"	25.400						Clas. SUCS : SM
3/4"	19.050						Clas. AASHTO : A-2-4 (0)
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
Nº4	4.750				100.00		
Nº10	2.000	0.18	0.17	0.17	99.83		
Nº20	0.840	0.28	0.26	0.43	99.57		
Nº40	0.420	6.37	6.00	6.43	93.57		
Nº50	0.297	15.58	14.67	21.10	78.90		
Nº100	0.149	53.71	50.57	71.68	28.32		
Nº200	0.074	15.54	14.63	86.31	13.69		
Pasa Nº200		14.54	13.69				



ESPECIFICACIONES : El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM D-422, Norma Técnica NTP 339.128, clasificación SUCS del suelo según ASTM D-2487 y los tamices cumplen con los requisitos de la Norma NTP 350.001

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.

RESULTADOS : Arena limosa, de color beige; húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SM) A-2-4 (0).

El porcentaje que pasa la malla Nº 200 es de 13.69 %

[Signature]
 Tico Jack Sarmiento Morúa
 Técnico en Mecánica de Suelos
 Concreto y Asfalto

Tec. Responsable del Ensayo

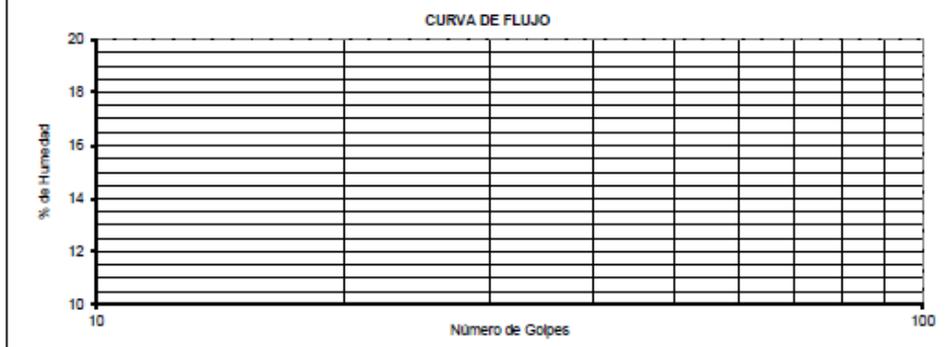
[Signature]
 MIGUEL A. ROBALINO OSORIO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. Nº 48741

Tabla 6. Límite de Consistencia ASTM D 4318 / NTP 339.129

Datos de Campo		Resultados	
N° Exploración	S.P.T. N° 01	Límite Líquido	NP
Muestra	M-2	Límite Plástico	NP
Profundidad	2.70-4.05m.	Ind. Plástico	NP
		Clas. SUCS	SM
		Clas. AASHTO	A-2-4 (0)

Límite Líquido		ASTM D 4318 - T 89		
ENSAYO N°		1	2	3
N° de Golpes				
R + Suelo Hum.				
R + Suelo Seco				
Peso de la Tara				
Peso de agua				
Peso de S. Seco				
% de Humedad				

Límite Plástico		ASTM D 4318 - T 90		
ENSAYO N°		1	2	3
R + Suelo Hum.				
R + Suelo Seco				
Peso de la Tara				
Peso de agua				
Peso de S. Seco				
% de Humedad				



ESPECIFICACIONES : Los Límites de consistencia está especificado según las Normas ASTM D 4318 - T89 para limite líquido y limite plástico ASTM D 4318 - T 90 / NTP 339.129

OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.

RESUMI TADOS : Arena limosa, de color beige; húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SM) A-2-4 (0).
En los ensayos realizados a la muestra no se obtuvieron límites de consistencia.

[Signature]
Tec. JACK Sarmiento Morris
 Técnico en Mecánica de Suelos
 Concreto y Asfalto

Tec. Responsable del Ensayo

[Signature]
MIGUEL A. ROBALINO OSORIO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 48741

Tabla 7. Humedad Natural ASTM D- 2216 / NTP 339.127

Datos de campo:

N° Exploración : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-2
 Profundidad : 2.70-4.05m.

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	410.68	115.87	129.62
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr.)	370.90	106.64	118.87
PESO DE LA TARA	81.20	37.83	39.93
PESO DEL AGUA	39.78	9.23	10.75
PESO DE SUELO SECO	289.70	68.81	78.94
% DE HUMEDAD	13.73	13.41	13.62
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	13.59		

ESPECIFICACIONES : La Humedad Natural del suelo se realizó según las Normas ASTM D-2216 / NTP 339.127.
OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.
RESULTADOS : El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 13.59 %

Tabla 8. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263

Datos de Muestra

N° Exploración : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-2
 Profundidad : 2.70-4.05m.

ENSAYO	1	2	3
Muestra WM	45.32	47.41	51.26
Muestra+Parafina WM+WP	55.23	55.23	59.33
Volumen Desplazado VM+P	37.0	36.0	38.0
Parafina	0.87	0.87	0.87
WP=WM+WP-WM	9.91	7.82	8.07
VP=WP/PARAFINA	11.39	8.99	9.28
VM=VM+P-VP	25.61	27.01	28.72
V _m =WM/VM	1.77	1.76	1.78
PROMEDIO	1.77		

ESPECIFICACIONES : El ensayo de peso volumetrico se realizo según Norma ASTM D- 2937.
OBSERVACIONES : La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.
RESULTADOS : Arena limosa, de color beige; húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SM) A-2-4 (0).
 Los ensayos realizados para el Peso volumetrico de los suelos dieron como resultado de 1.77 gr/cc.

4.4.3. Muestra-3

Tabla 9. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.128

Datos de campo:							
N° exploración	:	S.P.T. N° 01					
Muestra	:	M-3					
Profundidad	:	4.05-9.60m.					
Peso de muestra seca	:	101.04					
Peso de muestra lavada	:	96.24					
Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Específic.	Observaciones
2 1/2"	63.500						L. Líquido : NP
2"	50.600						L. Plástico : NP
1 1/2"	38.100						Ind. Plástico : NP
1"	25.400						Clas. SUCS : SP
3/4"	19.050						Clas. AASHTO : A-3 (0)
1/2"	12.700						
3/8"	9.525						
1/4"	6.350						
Nº4	4.760				100.00		
Nº10	2.000	0.23	0.23	0.23	99.77		
Nº20	0.840	1.08	1.07	1.30	98.70		
Nº40	0.420	11.11	11.00	12.29	87.71		
Nº50	0.297	42.06	41.63	53.92	46.08		
Nº100	0.149	31.98	31.65	85.57	14.43		
Nº200	0.074	9.78	9.68	95.25	4.75		
Pasa Nº200		4.80	4.75				

CURVA GRANULOMETRICA

<p>ESPECIFICACIONES :</p> <p>OBSERVACIONES :</p> <p>RESULTADOS :</p>	<p>El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM D-422, Norma Técnica NTP 339.128, clasificación SUCS del suelo según ASTM D-2487 y los tamices cumplen con los requisitos de la Norma NTP 350.001</p> <p>La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.</p> <p>Arena mal graduada, de color beige; húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SP) A-3 (0).</p> <p>El porcentaje que pasa la malla Nº 200 es de 4.75 %</p>
---	--

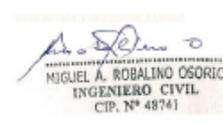
 <p>Teo. Jack Sarmiento Morillo Técnico en Mecánica de Suelos Control y Análisis</p> <p>Tec. Responsable del Ensayo</p>	 <p>MIGUEL A. ROBALINO OSORIO INGENIERO CIVIL CIP, N° 48741</p> <p>V°b° del Ingeniero Responsable</p>
---	---

Tabla 10. Límites de Consistencia

Datos de Campo		Resultados	
N° exploración	S.P.T. N° 01	Límite Líquido	NP
Muestra	M-3	Límite Plástico	NP
Profundidad	4.05-9.60m.	Ind. Plástico	NP
		Clas. SUCS	SP
		Clas. AASHTO	A-3 (0)
Límite Líquido	ASTM D 4318 - T 89		
ENSAYO N°	1	2	3
N° de Golpes			
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara	NO PRESENTA LIMITE LIQUIDO		
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			
Límite Plástico	ASTM D 4318 - T 90		
ENSAYO N°	1	2	3
R + Suelo Hum.			
R + Suelo Seco			
Peso de la Tara	NO PRESENTA LIMITE PLASTICO		
Peso de agua			
Peso de S. Seco			
% de Humedad			

CURVA DE FLUJO		
% de Humedad	20	
	18	
	16	
	14	
	12	
	10	
	10	100
	Número de Golpes	

- ESPECIFICACIONES :** Los Límites de consistencia está especificado según las Normas ASTM D 4318 - T89 para limite liquido y limite plástico ASTM D 4318 - T 90.
- OBSERVACIONES :** La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.
- RESULTADOS :** Arena mal graduada, de color beige; húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SP) A-3 (0).
En los ensayos realizados a la muestra no se obtuvieron limites de consistencia.


Téc. JICA Sarmiento Morris
 Técnico en Mecánica de Suelos
 Caserío y Asfalto

Tec. Responsable del Ensayo


MIGUEL A. ROBALINO OSORIO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 48741

V°b° del Ingeniero Responsable

Tabla 11. Humedad Natural (ASTM D- 2216)

Datos de campo:			
N° exploración	:	S.P.T. N° 01	
Muestra	:	M-3	
Profundidad	:	4.05-9.60m.	

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	238.74	92.31	165.53
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr.)	221.35	87.45	154.40
PESO DE LA TARA	70.21	43.25	56.73
PESO DEL AGUA	17.39	4.86	11.13
PESO DE SUELO SECO	151.14	44.20	97.67
% DE HUMEDAD	11.51	11.00	11.25
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	11.25		

- ESPECIFICACIONES** : La Humedad Natural del suelo se realizó según las Normas ASTM D-2216
- OBSERVACIONES** : La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.
- RESULTADOS** : El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 11.25 %

Tabla 12. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263

Datos de Muestra			
N° exploración	:	S.P.T. N° 01	
Muestra	:	M-3	
Profundidad	:	4.05-9.60m.	

ENSAYO	1	2	3
Muestra WM	42.76	40.40	41.58
Muestra+Parafina WM+WP	46.23	42.11	44.17
Volumen Desplazado VM+P	29.0	25.8	27.39
Parafina	0.87	0.87	0.87
$WP=WM+WP-WM$	3.47	1.71	2.59
$VP=WP/PARAFINA$	3.99	1.97	2.98
$VM=VM+P-VP$	25.01	23.81	24.41
$Vm=WM/VM$	1.71	1.70	1.70
PROMEDIO	1.70		

- ESPECIFICACIONES** : El ensayo de peso volumetrico se realizo según Norma ASTM D-7263.
- OBSERVACIONES** : La muestra corresponde a suelo alterado, fue muestreada por el personal técnico y trasladada al laboratorio.
- RESULTADOS** : Arena mal graduada, de color beige; húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SP) A-3 (0).
Los ensayos realizados para el Peso volumetrico de los suelos dieron como resultado de 1.7 gr/cc.

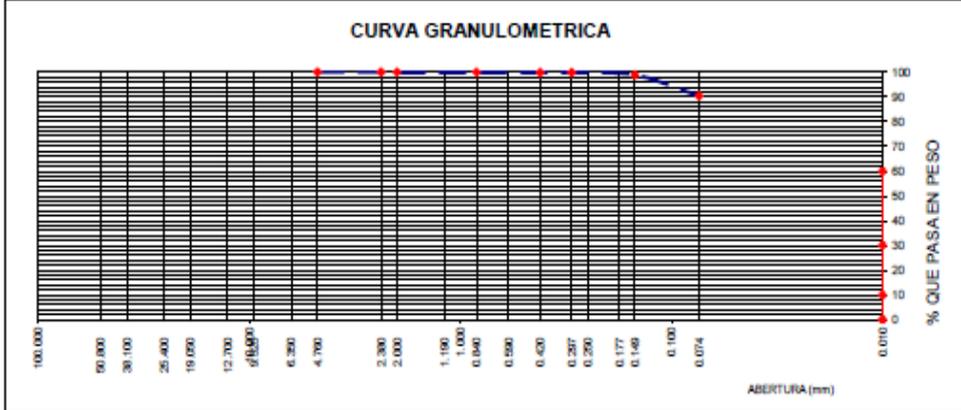
4.4.4. Muestra-4

Tabla 13. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D - 422 / NTP 339.128

Datos de campo:

Ubicación : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-4
 Profundidad : 9.60-10.20m.
 Peso de muestra seca : 72.81
 Peso de muestra lavada : 0.00

Tamices ASTM	Abertura en mm.	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que Pasa	Específic.	Observaciones
3"	76.000						
2 1/2"	63.300						L. Líquido : 44.82
2"	50.600						L. Plástico : 20.33
1 1/2"	38.100						Ind. Plástico : 24.49
1"	25.400						Clas. SUCS : CL
3/4"	19.050						Clas. AASHTO : A-7-6 (15)
Nº4	4.760						
Nº8	2.380				100.00		
Nº10	2.000	0.06	0.06	0.06	99.92		
Nº20	0.840	0.01	0.01	0.10	99.90		
Nº40	0.420	0.04	0.05	0.15	99.85		
Nº60	0.297	0.02	0.03	0.18	99.82		
Nº100	0.149	0.73	1.00	1.18	98.82		
Nº200	0.074	6.17	8.47	9.66	90.34		
Pasa Nº200		65.78	90.34				



ESPECIFICACIONES : El Análisis Granulométrico por tamizado se realizó según ASTM D-422, Norma Técnica NTP 339.128, clasificación SUCS del suelo según ASTM D-2487 y los tamices cumplen con los requisitos de la Norma NTP 350.001.

OBSERVACIONES : Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.

RESULTADOS : Arcilla inorgánica, de color gris oscuro, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-7-6 (15).
 El porcentaje que pasa la malla Nº 200 es de 90.34%

[Signature]
 T4c. HÉCTOR SARRIENNE MORRIS
 Técnico en Mecánica de Suelos
 Concreto y Asfalto

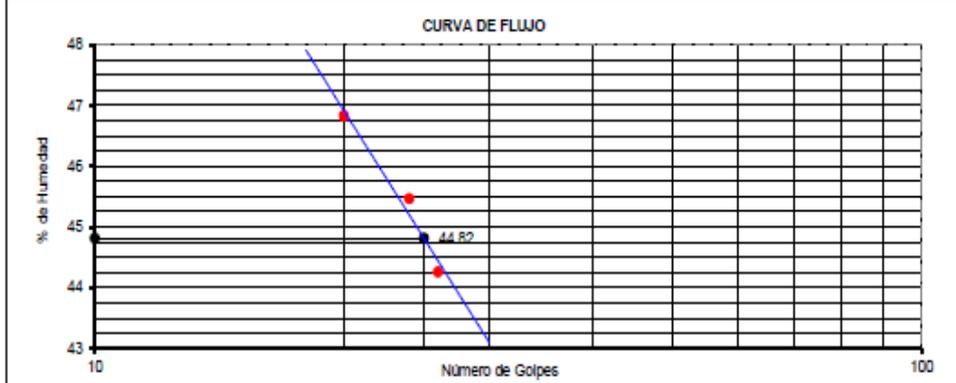
[Signature]
 MIGUEL A. ROBALINO OSORIO
 INGENIERO CIVIL
 CIP, N° 48741

Tabla 14. Límites de Consistencia

Datos de Campo		Resultados	
Ubicación	S.P.T. N° 01	Límite Líquido	44.82
Muestra	M-4	Límite Plástico	20.33
Profundidad	9.60-10.20m.	Ind. Plástico	24.49
		Clas. SUCS	CL
		Clas. AASHTO	A-7-8 (15)

Límite Líquido		ASTM D 4318 - T 89		
ENSAYO N°	1	2	3	
N° de Golpes	20	24	26	
R + Suelo Hum.	55.93	49.41	56.64	
R + Suelo Seco	53.56	46.35	54.25	
Peso de la Tara	48.50	39.62	48.85	
Peso de agua	2.37	3.06	2.39	
Peso de S. Seco	5.06	6.73	5.40	
% de Humedad	46.84	45.47	44.26	

Límite Plástico		ASTM D 4318 - T 90		
ENSAYO N°	1	2	3	
R + Suelo Hum.	43.52	44.85		
R + Suelo Seco	42.89	44.25		
Peso de Recip.	39.80	41.29		
Peso de agua	0.63	0.60		
Peso de S. Seco	3.09	2.96		
% de Humedad	20.39	20.27		



- ESPECIFICACIONES :** Los Límites de consistencia está especificado según las Normas ASTM D 4318 - T89 para limite liquido y limite plástico ASTM D 4318 - T 90.
- OBSERVACIONES :** Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.
- RESULTADOS :** Arcilla inorgánica, de color gris oscuro, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-7-8 (15).
En los ensayos realizados a la muestra se obtuvieron LL = 44.82, LP = 20.33 e IP = 24.49.

[Signature]
Tec. Erick Sarmiento Morúa
 Técnico en Mecánica de Suelos
 Concreto y Asfalto

Tec. Responsable del Ensayo

[Signature]
MIGUEL A. ROBALINO OSORIO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 48741

Tabla 15. Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo ASTM D-7263

Datos de campo:

Ubicación : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-4
 Profundidad : 9.60-10.20m.

ENSAYO	1	2	3
Muestra WM	21.42	18.81	20.12
Muestra+Parafina WM+WP	23.25	22.66	22.96
Volumen Desplazado VM+P	13.30	14.30	13.80
Parafina	0.87	0.87	0.87
WP=WM+WP-WM	1.83	3.85	2.84
VP=WP/PARAFINA	2.10	4.43	3.26
VM=VM+P-VP	11.20	9.87	10.54
Vm=WM/VM	1.91	1.90	1.91
PROMEDIO	1.91		

ESPECIFICACIONES : Determinación de la densidad en laboratorio (peso unitario) de muestras de suelo se realizo según Norma ASTM D- 7263.

OBSERVACIONES : Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.

RESULTADOS : Arcilla inorgánica, de color gris oscuro, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-7-6 (15).
 Los ensayos realizados para el Peso volumétrico de los suelos dieron como resultado de **1.91 gr/cc.**

Tabla 16. Humedad Natural (ASTM D- 2216)

Datos de campo:

Ubicación : S.P.T. N° 01
 Muestra : M-4
 Profundidad : 9.60-10.20m.

ENSAYO N°	1	2	3
PESO DE SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	381.71	107.45	244.58
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr.)	309.66	92.84	201.25
PESO DE LA TARA	77.19	44.24	60.72
PESO DEL AGUA	72.05	14.61	43.33
PESO DE SUELO SECO	232.47	48.60	140.54
% DE HUMEDAD	30.99	30.06	30.53
PROMEDIO DE HUMEDAD (%)	30.53		

ESPECIFICACIONES : La Humedad Natural del suelo se realizó según las Normas ASTM D-2216

OBSERVACIONES : Las muestras corresponden a suelos alterados, trasladadas al laboratorio por el personal técnico responsable.

RESULTADOS : El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 30.53 %

4.2. Memoria de cálculo pilotes en estructuras

4.2.1. Pilote de Acero

Condición: $Z/B \geq 10$			
$Z/B =$	29.5275591	$Z(m) =$	3.00
		$\gamma_{\text{acero}} =$	76.91 KN/m ³
Utilizamos: Pilotes de Acero Ø4", e=1/4" x L=7m		$A_{\text{ext}} =$	0.0506707 m ²
	$\gamma_{\text{concreto}} =$	2.4 T/m ³	$A_{\text{int}} =$ 0.04104331 m ²

CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE POR ADHESIÓN EN ARCILLA						
Metodo: α						
$Q_s = \sum \alpha C_u p \Delta L$						
α	Factor empírico de adhesión					
C_u	Cohesión no drenada del suelo				$V_{\text{eleta}} = T =$	10.00 N-m
p	perímetro de la sección del pilote				$C_u =$	0.213 Kgf/cm ²
ΔL	Longitud incremental del pilote				$KN/m^2 =$	0.01019712 Kgf/cm ²
				$lb/pie^2 =$	0.04788 KN/m ²	
Pilote	D (pulg)	p (pies)	ΔL (pies)	α	C_u (Klb/pie ²)	Q_s (klb)
Ø4"	4	1.05	1.31	1	0.4369	0.60

CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE POR FRICCIÓN EN ARENA LIMOSA							
$Q_s = \sum p \Delta L f$							
$L' = 15D$	Profundidad crítica para el esfuerzo efectivo						
γ	Peso específico unitario del suelo				106.53	lb/pie ³	
$\sigma'_o = \gamma L'$	Esfuerzo efectivo hasta la profundidad crítica						
K	Coeficiente de esfuerzo del suelo				1.3		
\emptyset	Angulo de fricción interna del del suelo				38		
δ	Angulo de fricción entre el suelo y el pilote						
$\delta =$	0.75 \emptyset	0.80 \emptyset			30.4		
D	Diámetro del Pilote						
p	perímetro del pilote						
f	Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad						
$f = K \times \sigma'_o \times \tan \delta$							
L	8.53	profundidad del pilote (pies)=			2.60 m		
					$z = L'$		
Pilote	D (pulg)	p (pies)	L(pies)	L' (pies)	σ'_o (lb/pie ²)	f	Q_s (klb)
P1	4	1.05	8.53	5.00	532.64	406.2	4.69

CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA DEL PILOTE: Teoria MEYERHOF							
Qp= Ap γL N*q							
γ =	106.527977	lb/pie ³					
N*q	Factor de capacidad de carga pilotes			200			
∅	Angulo de fricción interna del del suelo			38			
D	Diametro del Pilote						
Ap	Area de la puntadel pilote						
L	Longitud de empotramiento del pilote			8.53	pies		
Debe cumplir la Condición: $Qp = Ap \gamma L N^*q \leq Ap q_i$							
Donde : q_i (lb/pie ²) = 1000 N*q tan∅							
Hacemos:	Qp(1)= Ap γL N*q						
	Qp(2)= Ap q _i						
						Arena	Arcilla
Pilote	D (pulg)	Ap (pies ²)	Qp(1) (Klb)	Qp(2) (Klb)	Qp (Klb)	Qs(klb)	Qs(klb)
∅4"	4	0.09	15.86	13.64	13.64	4.69	0.60
						Qu (Tn) = Qp+Qs	
						8.59	

ANALISIS PARA LA ESTRUCTURA PROPUESTA (VIGA CABEZAL DE PILOTES)							
Datos considerados							
Estructura	Total Metrado de Carga	Diametro Pilote ∅ (pulg)	N° Pilotes				
Zapata-Cabezal	4	4	1				
Estructura	APORTE DE CARGA DEL SUELO				Parametro de verificación	APORTE CARGA ESTRUCTURAS	
	F.S.	Qu (Pilote) Tn	Qu Total Tn	Q adm Total Tn		Pu Total Tn	Pu (Pilote) Tn
Zapata-Cabezal	2.00	8.59	8.59	4.29	≥	4.00	4.00
		NO REQUIERE REFORZAMIENTO					

4.2.2. Pilote de concreto

Condición: $Z/B \geq 10$						
Z/B = 12.3031496		Z(m)= 1.25				
Utilizamos: Pilotes de concreto armado Ø4", L=1.25m						
$\gamma_{\text{concreto}} =$		2.4 T/m ³				
CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE POR ADHESIÓN EN ARCILLA						
Metodo: α						
$Q_s = \sum \alpha C_u p \Delta L$						
α	Factor empírico de adhesión					
C_u	Cohesión no drenada del suelo		Veleta = T =		10.00 N-m	
p	perimetro de la sección del pilote		$C_u =$		20.9175384 KN/m ²	
ΔL	Longitud incremental del pilote		KN/m ² =		436.874235 lb/pie ²	
			lb/pie ² =		0.04788 KN/m ²	
Pilote	D (pulg)	p (pies)	ΔL (pies)	α	C_u (Klb/pie²)	Q_s (klb)
Ø4"	4	1.05	1.31	1	0.4369	0.60

CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE POR FRICCIÓN EN ARENA LIMOSA							
$Q_s = \sum p \Delta L f$							
$L' = 15D$	Profundidad crítica para el esfuerzo efectivo						
γ	Peso específico unitario del suelo		106.53 lb/pie ³				
$\sigma'_o = \gamma L'$	Esfuerzo efectivo hasta la profundidad crítica						
K	Coeficiente de esfuerzo del suelo		1.3				
\emptyset	Angulo de fricción interna del del suelo		38				
δ	Angulo de fricción entre el suelo y el pilote						
$\delta =$	0.75 \emptyset	0.80 \emptyset	30.4				
D	Diametro del Pilote						
p	perimetro del pilote						
f	Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad						
$f = K \times \sigma'_o \times \text{tang } \delta$							
L	2.79	profundidad del pilote (pies)		0.85 m			
				$z = L'$			
Pilote	D (pulg)	p (pies)	L(pies)	L'(pies)	σ'_o (lb/pie²)	f	Q_s (klb)
P1	4	1.05	2.79	5.00	532.64	406.2	2.25

CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA DEL PILOTE: Teoria MEYERHOF							
Qp= Ap γL N*q							
γ =	106.527977	lb/pie ³					
N*q	Factor de capacidad de carga pilotes			200			
Ø	Angulo de fricción interna del del suelo			38			
D	Diametro del Pilote						
Ap	Area de la puntadel pilote						
L	Longitud de empotramiento del pilote			2.79	pies		
Debe cumplir la Condición: Qp= Ap γL N*q ≤ Ap q _i							
Donde : q _i (lb/pie ²) = 1000 N*q tanØ							
Hacemos: Qp(1)= Ap γL N*q							
Qp(2)= Ap q _i							
						Arena	Arcilla
Pilote	D (pulg)	Ap (pies ²)	Qp(1) (Klb)	Qp(2) (Klb)	Qp (Klb)	Qs(klb)	Qs(klb)
Ø4"	4	0.09	5.18	13.64	5.18	2.25	0.60
						Qu (Tn) = Qp+Qs	
						3.64	

ANALISIS PARA LA ESTRUCTURA PROPUESTA (VIGA CABEZAL DE PILOTES)							
Datos considerados							
Estructura	Total Metrado de Carga	Diametro Pilote Ø (pulg)	N° Pilotes				
Viga-Cabezal	4.5	4	2				
Estructura	APORTE DE CARGA DEL SUELO				Parametro de verificación	APORTE CARGA ESTRUCTURAS	
	F.S.	Qu (Pilote) Tn	Qu Total Tn	Q adm Total Tn		Pu Total Tn	Pu (Pilote) Tn
Viga-Cabezal	2.00	3.64	7.29	3.64	≤	4.50	2.25
REQUIRE REFORZAMIENTO							

4.2.3. Cálculo de la capacidad portante en zonas terrazas medias no inundables

De los trabajos de campo y ensayos ejecutados in situ; se han logrado obtener los parámetros necesarios para efectuar los cálculos de la capacidad portante de los suelos

arcillosos con estructura residual del Holoceno, lugar destinado para el Proyecto.

Ecuación de Cálculo:

$$q_{ult} = C_u N_c + \gamma D_f$$

Ecuación para determinación el factor de Capacidad

Portante: N_c

(SKEMPTON)

$$N_c = 5(1+0.20D_f/B) (1+0.2B/L); \quad D_f/B \leq 2.5$$

Donde:

D_f = Profundidad de cimentación

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de la cimentación

Conversión:

100 Kpa = 1.00 Kg/cm²

Ton = 9.81 KN

KN/m² = 0.0101936 Kg/cm²

Consideramos los siguientes datos:

Descripción

Df (m)	B (m)	L (m)	Nc
0.50	0.80	>>	5.63
0.80	0.80	2.20	6.44
1.00	2.00	2.00	6.60
1.10	1.80	1.80	6.73
1.20	1.60	1.60	6.90
1.30	1.50	1.50	7.04

1.50 1.40 1.40 7.29

Determinación de los valores de Cu:

Descripción

Profundidad del ensayo (m)	C-1, C-2		
	M1 Kg-cm	Cu1 Kg/cm ²	%W
0.50	102.00	0.213	24.70
0.80	102.00	0.213	25.10
1.00	153.00	0.320	25.20
1.20	305.40	0.639	25.80
1.30	305.00	0.638	25.78
1.50	306.00	0.640	28.83

Con el fin de limitar los asentamiento a niveles aceptables en condiciones no drenadas con respecto a la falle por capacidad portante o con respecto a la resistencia al corte no drenado; consideramos el Factor de Seguridad a un valor no menor de 3.

$$F_s = q_{ult}/q_{adm} > 3$$

Df (m)	CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA			CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE					
	PESOS UNITARIOS		CuNc Kg/cm ²	qult(n)	CARGA TOTAL APLICADA		B (m)	qadm Kg/cm ²	Fs
	SECO	HÚMEDO			P (KN)	P (Tn)			
0.50	1.54	1.92	1.200	1.20	68.67	7.00	0.80	1.09	1.10
0.80	1.53	1.92	1.373	1.37	68.67	7.00	0.80	1.09	1.26
1.00	1.53	1.92	2.112	2.11	68.67	7.00	2.00	0.18	12.07
1.10	1.53	1.92	4.302	4.30	68.67	7.00	1.80	0.22	19.91

1.20	1.53	1.92	4.402	4.40	68.67	7.00	1.60	0.27	16.10
1.30	1.53	1.92	4.506	4.51	68.67	7.00	1.50	0.31	14.49

En las zonas bajas donde se obtuvieron mayores niveles de rellenos y humedades excesivas; se ha considerado un $FS > 3$; obteniéndose en la zona de suelos arcillosos de consistencia blanda a media una Capacidad Portante del terreno de fundación de: 0.46 kg/cm^2 a partir de 0.80 mts de profundidad; mejorando su compacidad a mayor profundidad.

El exceso de presión intersticial que se genera en el suelo de cimentación arcilloso arenoso se disipa con lentitud, lo cual conlleva a un aumento lento del esfuerzo efectivo y, por lo tanto, un aumento de la resistencia al corte. El periodo crítico para la estabilidad de la cimentación se presenta al final de la construcción cuando la arcilla no está drenada.

El análisis para esta condición puede llevarse a cabo en términos de esfuerzos totales. La Cimentación localizada a la profundidad D_f , bajo el nivel del terreno produce un incremento neto de esfuerzos en la arcilla arenosa situadas bajo la cimentación, solo cuando la presión de contacto de la cimentación excede a la presión de sobrecarga original pgD_f ; solo en ese caso existe la posibilidad de una falla por corte.

Tabla 17. Hoja de control de ensayo SPT-CAMPO

Profundidad metros	Nivel Control	Campo: N°		Descripción del Perfil Estratigráfico y Gráfico
		Golpes (N)		
	15 cm	15	30	0.00 - 0.15. Losa (Piso Existente)
	30 cm			
	45 cm			
	60 cm			

	15 cm			0.15 - 1.20. Relleno de arena limosa de color negro con presencia de cascajo
	30 cm			
	45 cm			
	60 cm			
1	15 cm			1.20 - 2.70. Arcilla de inorganica, color anaranjado, hñmeda ; porcentaje apreciable de particulas finas, de baja plasticidad clasificada como (CL) A-6(12), (M-1)
	30 cm		1	
	45 cm			
	60 cm			
2	15 cm			2.70 - 4.05. Arena limosa, de color beige; hñmeda, porcentaje reducido de particulas finas, clasificada como (SM) A-2-4 (0), (M-2)
	30 cm		3	
	45 cm			
	60 cm		0	
3	15 cm			4.05 - 9.60. Arena mal graduada, de color beige; hñmeda, porcentaje reducido de particulas finas, clasificada como (SP) A-3 (0), (M-3). Se presencio filtracion de agua a
	30 cm		8	
	45 cm		0	
	60 cm		2	
.20	15 cm			7
	30 cm	2		
	45 cm	4	9	
	60 cm	4		
4	15 cm			.0 5 m.
	30 cm	6	2	
	45 cm	8		
	60 cm	8		
5	15 cm			7
	30 cm	1		
	45 cm		0	
	60 cm	0		
6	15 cm			8
	30 cm	4		
	45 cm		6	
	60 cm	6		
6	15 cm			7
	30 cm	0		
	45 cm		2	
	60 cm	1		
7	15 cm			8
	30 cm	5		
	45 cm		8	
	60 cm	7		
7	15 cm			7
	30 cm	0		
	45 cm		7	
	60 cm	2		
8	15 cm			
	30 cm			
	45 cm			
	60 cm			

	15 cm			9.60 - 10.20. Arcilla inorgánica, de color gris oscuro, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-7-6 (15), (M-4)
	30 cm	4		
	45 cm			
	60 cm	5	0	
	15 cm			
	30 cm	4		
	45 cm			
	60 cm	7	15	
	15 cm			
	30 cm			
	45 cm			
1	60 cm	8	66	

4.3. Perfil estratigráfico

4.3.1. Características generales

La investigación del Subsuelo ha permitido delinear el perfil estratigráfico de la zona en estudio, obteniendo una generalización aproximada de los materiales subyacentes que se encuentran en la actualidad.

Descripción y generalización de los perfiles estratigráficos

Durante la exploración de los suelos subyacentes, mediante los ensayos de penetración estándar SPT-1y calicatas C-1, C-2, C-3 y C-4, se pudo distinguir lo siguiente:

Inicialmente se tiene una losa de mortero del piso existente con un espesor de 0.15m y luego identificaron rellenos relleno de arena limosa con presencia de cascajo en espesores variables que van desde 0.15m hasta 2.10m de profundidad. Seguidamente se identifica el suelo natural arcilloso de baja plasticidad de color anaranjado clasificado CL con un espesor promedio de 1.50m normalmente consolidado de mediana a elevada resistencia, seguidamente se encontró una arena limosa de color beige, clasificado como SM, con espesor promedio de

2.20m, a continuación se encontró una Arena mal graduada, de color beige; húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como SP, con un espesor variable de 4.40m a 5.50m; seguidamente se encontró una muestra de arcilla inorgánica, de color gris oscuro, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL). Corresponde a la variación de espesores de los diversos tipos de suelos que conforman los estratos de perfiles estratigráficos que se describen a continuación:

C-1, C-2, C-3, C-4 y SPT - 01

0.00 m - 0.15 m.: Losa de Mortero (piso existente)

0.15 m - 1.20 m.: Relleno de material arenoso limoso de color marrón oscuro con presencia de restos de cascajo, clasificado como (R).

1.20 m – 2.70 m.: Arcilla de inorgánica, color anaranjado, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad clasificada como (CL).

2.70 m – 4.05 m.: Arena limosa, de color beige; húmedo, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SM).

4.05 m – 9.60 m.: Arena mal graduada, de color beige; húmedo, porcentaje reducido de partículas finas, clasificada como (SP). Se presenció filtración de agua a 7.05m.

9.60 m – 10.20 m.: Arcilla inorgánica, de color gris oscuro, húmeda; porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL).

Para una mejor apreciación se adjunta planos de perfil estratigráfico lamina N°06 y panel fotográfico, donde se muestran los perfiles estratigráficos identificados durante las exploraciones del subsuelo.

4.3.2. Profundidad de la napa freática

En la etapa exploratoria del subsuelo; no se ha identificado la Napa Freática hasta la profundidad de 10.20m, sin embargo se ha encontrado durante la exploración filtraciones de aguas pluviales a una profundidad de 7.00m. La saturación de los suelos dentro del área investigada indica que los suelos mantienen elevados niveles de humedad por encontrarse expuestos al intemperismo del clima contribuyendo a que las aguas pluviales se infiltren en el subsuelo; incrementándose la pérdida de los esfuerzos tensionales del suelo de fundación.

4.4. Análisis de la cimentación

El punto de partida para el análisis de la cimentación, considerando los aspectos económicos; es primeramente proponer una cimentación superficial, debida a que se cuenta con una estratigrafía definida, ensayos de campo y laboratorio que nos permite mostrar alternativas de cimentación dentro de los siguientes parámetros que se indican a continuación:

$$0,5 B \leq D_f \leq 5,0 B$$

4.4.1. Profundidad de cimentación

De acuerdo a las exploraciones realizadas mediante calicatas, se pudo identificar el nivel del suelo de fundación donde se ubica actualmente el muro del Proyecto.

A partir del nivel del piso terminado de la edificación existente $D_f=0.90\text{m}$; cimentándose sobre un suelo de relleno limoso arcilloso color marrón oscuro de origen aluvial como R.

4.4.2. Tipo de cimentación

El tipo de cimentación superficial encontrado corresponde aun cimiento corrido en una longitud de 18m; seguidamente en la parte posterior del muro, en una longitud de 8m, también se tiene otro cimiento corrido apoyado sobre un falso cimiento; posiblemente por la variación de la cimentación corresponde a una ampliación de la casona.

La variación de la cimentación, se debe a la baja capacidad de carga del suelo de fundación en el nivel indicado inducen a realizar un mejoramiento del suelo y a diseñar cimientos corridos más anchos, con la finalidad de controlar el asentamiento diferencial; estos tamaños se aproximan a una superposición de los elementos estructurales con cargas excéntricas, siendo necesario compensarlas transmitiendo una uniformidad de presiones sobre el suelo de fundación.

4.4.3. Análisis de la capacidad admisible de carga

Para obtener la capacidad portante del suelo es necesario utilizar el criterio inicial de Terzaghi; tomado por

Meyerhof (1963) y que fue modificado por Vesic en 1973, por la siguiente Ecuación General:

Ecuación General

$$q_{ult} = F_{cs} F_{cd} F_{ci} c N_c + F_{qs} F_{qd} F_{qi} D_f N_q + 0.5 F_s F_d F_i B N$$

Donde:

c = Cohesión = 1.15 T/m²

ϕ = Angulo de fricción interna = 3°

γ_{sat} = Peso unitario del suelo saturado = (1.86 T/m³),

D_f = Profundidad de desplante = 2.40m

B = Ancho de la cimentación = 2.50m

N_c, N_q, N (Factores de capacidad de carga)

$F_{cs}, F_{cd}, F_{ci}; F_{qs}, F_{qd}, F_{qi}; F_s, F_d, F_i$ (Factores de forma)

Fs = Factor de seguridad ≥ 3

Como el nivel asumido para la cimentación corresponde a estratos arcilloso limosos el diseño de la cimentación será controlado por los asentamientos. Por consiguiente, procederemos a dimensionar la cimentación para luego verificar el factor de seguridad por corte.

Asimismo, para el análisis de la capacidad de carga en suelos arenosos, se ha seguido el criterio tomado por Meyerhof (1965); y que fue modificada por Bowles (1977), según la siguiente ecuación:

$$q_{adm(neta)} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 19.16 N_{cor} F_d \left(\frac{S_e}{25} \right); \text{ cuando } B \leq 1.22$$

$$q_{adm(neta)} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 11.98 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right) F_d \left(\frac{S_e}{25} \right)$$

Cuando se cumple lo siguiente: $B > 1.22 \text{ m}$

$$F_d = 1 + 0.33 (D_f / B) \leq 1.33$$

Donde:

N_{cor} = Numero de Penetración estándar corregida

F_d = Factor de profundidad

S_e = asentamiento tolerable (mm)

B = Ancho de la cimentación

D_f = Profundidad de la cimentación

S_e = Asentamiento tolerable(mm)

El análisis de la cimentación se basa en los criterios establecidos por PECK, en 1974, la que estará controlada por asentamientos inferiores a una pulgada (25.4 mm), con niveles freáticos fluctuantes. En las cimentaciones propuestas se restringen los asentamientos diferenciales a un valor máximo de 25 mm, asimismo se tomará como factor de seguridad contra la falla por capacidad portante en condiciones drenadas con valores superiores a 3.

Luego de efectuados los análisis y la verificación del factor de seguridad contra la falla: $F_s = q_{ult} / q_{adm} > 3$; obteniéndose valores mayores al mínimo especificado, indicando que los resultados obtenidos son conformes, dentro de las consideraciones propuestas.

Por otro lado el diseño que se plantea corresponde a cimentar la Subestructura sobre un lecho natural arenoso limoso, obteniéndose para tal fin los siguientes parámetros de

capacidad de carga para la obtención de la capacidad neta última de carga.

A partir de los ensayos de corte no drenado y penetración SPT realizados en campo se obtuvieron los siguientes factores de capacidad de carga para los suelos encontrados:

Tabla 18. *Capacidad de carga para los suelos encontrados*

Relacion de Estructuras	Ensayos	SUCS	Ø	Factores Capacidad Carga			IP (%)	Ko
				Nc	Nq	Ny		
Remodelación-ampliación de Ex Hotel de Turistas de Iquitos	SPT	ML CL	3 ø	6.3 0	1.22	0.16	20.55	0.515

Para el análisis consideramos una profundidad de cimentación de $D_f = 0.90$ m apoyado sobre suelo mejorado (c:a, 1:16) y ancho de cimentación $B = 0.60$ m., asimismo tomamos como estimación de la carga total aplicada al terreno de fundación de 7.00 Toneladas, obteniéndose un valor de $Q_{adm} = 1.16$ Kg/cm². Seguidamente para el análisis de la capacidad de carga del suelo tenemos los valores de los factores de forma, profundidad e inclinación con los siguientes resultados: **Fcs** = 1.19, **Fcd** = 1.40, **Fci** = 1.00; **Fqs** = 1.05, **Fqd** = 1.09, **Fqi** = 1.00; **Fs** = 0.60, **Fd** = **Fi** = 1.00

Efectuando los cálculos correspondientes se obtiene una capacidad última y admisible de: $q_{ult} = 1.20$ Kg/cm², y una carga ultima admisible de diseño: $q_{ult}(adm) = 0.457$ Kg/cm² ≈ 0.46 Kg/cm², para la condición más desfavorable, correspondiente a la ubicación SPT-1 (0.38Kg/cm²), adyacente al Muro.

Luego efectuamos la verificación del factor de seguridad contra la falla: $F_s = q_{ult} / Q_{adm} = 1.25 \leq 3.00$, este valor obtenido es inferior al mínimo especificado por lo tanto la estructura requiere reforzamiento, es decir implementar una cimentación profunda en base a pilotes.

4.4.4. Cimentación profunda

El criterio de partida para el análisis de cimentaciones profundas parte del uso de elementos verticales, llamados pilotes que sirven para transmitir la carga de las estructuras a estratos profundos y resistentes; en tal sentido para análisis se está considerando la posibilidad del uso de pilotes de acero de diámetros $\varnothing 4"$, $e=1/4"$ y una longitud mínima de 4.00 m donde el pilote se empotra dentro del estrato arenoso (SM) denso y firme con valores de $N>30$ golpes. Asimismo, adicionalmente también se está considerando incluir pilotes de concreto armado en una longitud mínima de 2.50m. En tal sentido procederemos a desarrollar el análisis de la capacidad de carga última de los pilotes propuestos. El análisis considera el descuento de la excavación de 2.10m donde se colocará la viga cabezal que amarra todos los pilotes definidos en los planos de obra.

La teoría para los cálculos se fundamenta en una simple ecuación, que viene a ser la suma de la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción, generada en la interfaz suelo-pilote.

$$\text{Ecuación General: } Q_u = Q_p + \sum Q_s$$

El perfil estratigráfico del suelo, establece dos estratos definidos; en tal sentido consideraremos para el análisis de la capacidad de carga, lo siguiente:

1.- Capacidad de Carga del Pilote por fricción en Arcilla:

$$Q_s = \sum \alpha C_u p \Delta L$$

Donde: α = Factor de adhesión del suelo

C_u = Cohesión no drenada del suelo

P = Perímetro de la sección del pilote considerado

ΔL = Longitud incremental del pilote

2.- Capacidad de carga de la punta del Pilote:

$$Q_p = N^*c C_u A_p$$

Dónde: A_p = Área de la punta del pilote

N^*c = Factor de capacidad de carga del pilote

C_u = cohesión no drenada del suelo.

D = Diámetro del pilote

Tabla 19. Resultados capacidad de carga del pilote por adhesión en arcilla

Pilote	D(pulg)	p(pies)	ΔL (pies)	α	C_u (Klb/pie2)	Q_s (Klb)
Ø4"-acero	4	1.05	1.31	1.00	0.4369	0.60
Ø4"-concreto	4	1.05	1.31	1.00	0.4369	0.60
					$\sum Q_s$	1.20

Tabla 20. Resultados de la capacidad de carga de la punta del pilote
(Teoría Meyerhof)

Pilote	D(pulg)	Ap (pies ²)	Qp (Klb)	Arena Arcilla	
				Qs (Klb)	Qp (Klb)
Ø4"-acero	4	0.0	13.6	4.6	0.60
Ø4"-	4	0.0	5.1	2.2	0.60

Tabla 21. Resultados de la capacidad de carga última del pilote
(Aporte de carga del suelo)

Estructura	Pilo	Qu (Tn) = Qp + ΣQs
Cimiento corrido	Ø4"-acero	8.59
Apoyado en Viga cabezal de pilotes	Ø4"-concreto	3.64
	ΣQu (Tn)=	12.23

4.4.5. Análisis del refuerzo con pilotes conectados a una viga cabezal

De los datos considerados se procede a efectuar el análisis de los aportes de la carga del suelo, versus el aporte de cargas de la estructura (4.5 T/m, que representa el 70% del total); teniendo en cuenta la cantidad y los diámetros de pilotes propuestos.

Tabla 22. Análisis del refuerzo con pilotes conectados a una viga cabezal
Datos Considerados

Estructura	Q (Ton)	Diámetro Pilote (pulg)	Nº Pilotes
Cimiento corrido	4.0	Ø4"-acero	1
Apoyado en Viga cabezal de	4.5	Ø4"-concreto	2

Tabla 23. Verificación de aporte de cargas del suelo y estructuras

	APORTE DE CARGA DEL SUELO		APORTE DE CARGA

Estructura VIGA	FS	Qu (Pilote)	Qu Total	Qadm Total (Pilotes)	Parámetro de verificación	Pu adm Total (Pilotes)	Pu (Pilote) Ton
CABEZAL DE PILOTES							
Pilote Ø4"-acero	2.0	8.59	8.59	4.29		4.5	4.00
Pilote Ø4"- concreto		3.64	7.29	3.64			2.25
ΣQu (Tn)=				7.93	≥	4.5	6.25

Se ha tomado como aporte de carga de la estructura, hacia los pilotes empotrados en el estrato firme y resistente. Asimismo en el análisis se considera las condiciones más desfavorables, teniendo en cuenta la incertidumbre que siempre muestran los suelos; por lo que se toma factores de seguridad mayores e iguales a 2, la misma que también considera las normas de edificación.

4.4.6. Análisis de asentamientos probables que ocurrirán en el terreno

Pilotes

El análisis de los asentamientos se refiere a la posibilidad del desplazamiento de los pilotes bajo una carga vertical de trabajo; para lo cual es necesario evaluar también el asentamiento elástico del elemento vertical. En tal sentido el análisis de asentamientos probables que ocurrirán en el terreno se determina por tres factores:

Ecuación de Cálculo:

$$Se = Se(1) + Se(2) + Se(3)$$

Dónde:

Se = Asentamiento total del pilote

Se(1) = Asentamiento del fuste del pilote

Se(2) = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

Se(3) = Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Determinación de Se(1):

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})}{A_p E_p}$$

Donde:

Q_{wp} = Carga tomada en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

Q_{ws} = Carga tomada por la resistencia de fricción (superficial) bajo la condición de carga de trabajo.

A_p = Área de sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote (acero)= 03m.

Longitud de pilote (concreto)= 1.25m.

E_p = Módulo de elasticidad del pilote (acero)= 29,000 klb/pulg²

Módulo de elasticidad del pilote (concreto)= 3085.25 klb/pulg²

ξ = Constante= 0.6

Tabla 24. Análisis de asentamiento $Se(1)$

Ø pilote (pulg)	Qwp (Klb)	Qws (Klb)	L (pies)	Ap (pie2)	Se(1) (pies)	Se(1) (mm)
4-acero	13.64	5.29	9.84	0.09	0.0004403	0.13
4-	5.18	2.85	4.10	0.35	0.0001822	0.06

Determinación de $Se(2)$:

$$S_{(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p}$$

Donde:

D = Ancho o diámetro del pilote.

Qwp = Carga tomada en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

qp = Área de sección transversal del pilote.

Cp = Coeficiente empírico=0.02 (arcilla)

Tabla 25. Análisis de asentamiento $Se(2)$

D (pulg)	Qwp (Klb)	A(pulg2)	qp (Klb/pulg2)	Se(2) (pulg)	Se(2) (mm)
4-acero	13.64	12.57	1.0	0.06	1.60
4-concreto	5.18	12.57	0.4	0.06	1.60

Determinación de $Se(3)$:

$$S_{(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

Donde:

p = Perímetro del pilote

L = Longitud empotrada del plote (acero)=2.6 m=102.36 pulg.

Longitud empotrada del plote (concreto)=0.85 m=33.46 pulg.

I_{ws} = factor de influencia.

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

μ_s = Relación de Poisson= 0.30

E_s = Módulo de Elasticidad= 2 klb/pulg²

Tabla 26. *Análisis de asentamiento $Se(3)$*

D (pulg)	Qws (Klb)	p(pulg)	I_{ws}	Se(3) (pulg)	Se(3) (mm)
4	5.29	12.57	11.8	0.013143	0.33
4	2.85	12.57	3.01	0.0371558	0.94

Tabla 27. *Asentamiento total del pilote*

Ø pilote (pulg)	Se(1)	Se(2)	Se(3)	Se (mm)
4-acero	0.134	1.596	0.333	2.06
4-concreto	0.056	1.596	0.944	2.60

A consecuencia del análisis efectuado y de acuerdo a la capacidad de carga de trabajo de pilotes para la cimentación de la obra, se concluye que el asentamiento es menor al permisible.

$$Se \text{ (mm)} < 25.4 \text{ mm}$$

4.4.7. Análisis del asentamiento para grupo de pilotes

Utilizamos la ecuación propuesta por Vesic:

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S$$

Donde:

$S_{g(e)}$ = Asentamiento elástico de grupo de pilotes

B_g = Ancho de la sección de grupo de pilotes

D = Ancho o diámetro de cada pilote en el grupo

S = Asentamiento elástico de cada pilote bajo carga de trabajo comparable.

Tabla 28. *Asentamiento para grupo de pilotes*

Ø pilote (pulg)	D (mm)	Nº pilotes	D promedio (mm)	S promedio (mm)	Sg(e) (mm)
4-acero	101.60	14	101.6	2.06	9.16
4-concreto	101.60	39	101.6	2.60	5.76

Los resultados obtenidos en el análisis, nos indican que el asentamiento $S_{g(e)}$ del grupo de pilotes para los diversos diámetros propuestos nos dan valores menores a 25.4mm (equivalente a 1"); en tal sentido las consideraciones propuestas indican la estabilidad de la estructura.

4.5. Consideraciones Sísmicas

De acuerdo al "Mapa de Intensidades Máximas", según Alva H., J.E. (1984), no se han producido en la Zona de Estudio sismos de Intensidades máximas mayores de IV, en la escala de Mercalli Modificada. Además de acuerdo al mapa de zonificación sísmica propuesto en el Reglamento Nacional de Edificaciones se establece considerar al área Investigada en la Zona 1, de Sismicidad Baja, asignándole un Factor de zona de 0.15,

este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Sin embargo, para mayor referencia se incluye en esta consideración sísmica los mapas de aceleraciones máximas normalizadas para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50 y 100 años propuestos por Casaverde y Vargas (1980).

De acuerdo a las exploraciones efectuadas en la zona de estudio y a las consideraciones estratigráficas. Los parámetros del Suelo corresponden al Tipo S3 que corresponde a suelos flexibles con estratos de gran espesor; concordante a la norma de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E-030.2016 de Diseño Sismo resistente); el valor asignado es:

Tabla 29. *Clasificación del Perfil de Suelo*

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S3	<180 m/seg	<15	25 kPa a 50 kPa

Por otro lado, los parámetros del sitio identificados durante la exploración de los suelos correspondiente al factor de amplificación del suelo S y a los periodos predominantes T_p y T_L , son los que se indican en los siguientes cuadros:

Tabla 30. *Factor de Suelo "S"*

Suelo/Zona	S3
Z1	2.00

Tabla 31. *Periodos "Tp" y "TL"*

	S3
TP	1,0
TL	1,6

Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones

La Capacidad portante del suelo de fundación del donde se apoya el cimiento corrido existente del muro colindante con la obra: Remodelación-Ampliación del ex Hotel de Turistas de Iquitos; se estima en 0.46 Kg/cm² y 0.38 Kg/cm²; suelo limoso color marrón oscuro.

Por la baja capacidad de carga del suelo de fundación donde se apoya el muro existente; se recomienda reforzar esta cimentación mediante pilotes, anclados en suelo firme o denso.

Los cálculos de la capacidad de carga del pilote de acero de Ø4", para el reforzamiento del muro; determinan un valor admisible de 4.30 toneladas; obteniéndose en el nivel de fundación del pilote una capacidad portante que se estima de 3.23 Kg/cm². Nivel de empotramiento del pilote.

Los cálculos de la capacidad de carga del pilote de concreto de Ø4", para el reforzamiento del muro; determinan un valor admisible de 3.60 toneladas; obteniéndose en el nivel de fundación del pilote una capacidad portante que se estima de 1.18 Kg/cm². Nivel de empotramiento del pilote.

El reforzamiento del muro existente, consta de tres (03) pilotes, por cada metro lineal; distribuidos de la siguiente manera: 01 pilote de acero Ø4" más 02 pilotes de concreto de Ø4"; distanciados cada 0.50m; tal como se muestran en los planos.

Se recomienda adicionalmente para el reforzamiento, forrar el talud del muro con malla galvanizada de ½"y sellada con mortero C:A, 1:4, previamente anclada en el suelo del talud y sujeta en los pilotes en tres tramos, como se indican en los planos.

Todos los rellenos, que tengan que realizarse, deben ser controlados con una densificación relativa y con valores superiores al 95%MDS del Próctor modificado; en capas no mayores a 0.30m.

La profundidad de cimentación definida en el presente estudio no debe ser alterada durante la ejecución de los cimientos; debido a que la capacidad portante del terreno obtenida varía con la profundidad.

De acuerdo a las condiciones naturales de compacidad de los estratos; obtenidas en campo; y a los esfuerzos máximos del terreno y con el mejoramiento del suelo propuesto; se estima la deformación del estrato como máximo $\Delta=1.95\text{mm}$; valor menor a una pulgada.

Se recomienda tener cuidado con los cimientos de las edificaciones vecinas en el momento de las excavaciones de cimientos; estos cuidados se refieren a la implementación entibados o calzaduras.

Si se implementan calzaduras de sostenimiento de suelos, por la presencia de desniveles del terreno entre cimientos vecinos, considerar el coeficiente de presión de tierras en reposo de la arcilla $K_0=0.536$, para un índice plástico de 19.85% y para la arena limosa $K_0=0.515$.

Todo material excavado no debe ser acumulado al borde de las zanjas; con el fin de evitar sobrecargas a las paredes de la excavación que pudieran generar su desplome o colapso. Este material debe ser retirado a una distancia mínima $X = h \text{ tang } (45 - \phi/2)$; si se supera esta distancia se tendrá un mejor comportamiento de los suelos excavados.

Se recomienda realizar la ejecución de excavaciones con la protección con una cobertura provisional, con la finalidad que la humedad por lluvias no ingrese a los suelos de cimentación del muro a reforzar.

El área destinada para el reforzamiento del muro no tiene riesgo a inundaciones debido a que las instalaciones existentes se encuentra en una cota +0.26m, sobre el nivel de vereda, además que los sumideros absorben el agua pluvial de los patios libres, asimismo los niveles de veredas están por encima del nivel del pavimento del Malecón Tarapacá y los Jirones Putumayo y Napo.

Para la cimentación de la construcción se recomienda rellenar las excavaciones realizadas, ubicadas dentro del área de construcción, con mortero pobre (C:A, 1:16), hasta el nivel definido de la profundidad de cimentación, con el fin de mejorar el soporte del suelo natural.

Debe evitarse los rellenos masivos; asimismo no debe efectuarse relleno alguno sobre material orgánico.

Durante las exploraciones del subsuelo no se ha detectado el nivel freático, encontrándose solamente filtraciones superficiales de aguas pluviales retenidas.

Las excavaciones que se realicen, necesariamente tendrán que entibarse, debido a que los suelos muestran baja estabilidad; que se incrementarían por las filtraciones de aguas pluviales retenidas, debido a la descompresión que se producirá cuando se realice la excavación.

Se recomienda que una vez efectuada la excavación, colocar inmediatamente la cimentación, a fin de evitar excesivas descompresiones, ingreso de aguas pluviales, que afectarán la capacidad portante obtenida.

Se tendrá cuidado en todo relleno que tenga que construirse, estos deberán ser controlados minuciosamente, tanto en densidad como humedad para lograr valores superiores al 95% de compactación relativa

correspondiente a la densidad Próctor modificado del laboratorio (ASTM D 557), del material seleccionado.

Las condiciones generales de estabilidad de estos suelos estarán reguladas por su estado de compacidad y humedad natural, que serán mejoradas siempre y cuando exista desecamiento del área donde se proyecta la edificación, esto ocurrirá mejorando los sistemas de drenaje y evitando las infiltraciones producidas a la cimentación, con la finalidad de conservar las condiciones tensionales del suelo y evitar la pérdida de resistencia.

El sistema de drenaje superficial que se proyecte, considerará sumideros lo suficientemente capaces de absorber los volúmenes de agua probables y evacuarlos adecuadamente evitándose las posibles erosiones que pudieran afectar a la Infraestructura proyectada.

La estructuración de la edificación propuesta deberá lograr hacer trabajar a la superestructura como un conjunto, con la cimentación adoptada. Pero con la independencia conveniente en cada unidad estructural, a fin de absorber adecuadamente cualquier movimiento del suelo de cimentación y evitar agrietamientos o distorsiones angulares indeseables.

Los resultados de presencia de Sulfatos tienen un nivel despreciable que no afecta a las estructuras de la zona investigada. Pudiendo utilizarse un cemento Portland sin restricción y un recubrimiento normal del acero de refuerzo. Ver resultados de laboratorio que se adjuntan al presente informe.

Se recomienda que el uso de agua extraídos de pozos artesianos u otras fuentes para ser usados en los morteros de las obras proyectadas, deberán mantenerse libre de sulfatos y otros elementos contaminantes

que pudieran afectar a la cimentación adoptada o sobre cualquier otra parte de la obra que esté en contacto con el suelo directamente, o que recibiera sus efectos por medio de filtraciones.

Debe tomándose en cuenta todo el contenido y todas las recomendaciones antes indicadas en el presente Informe Técnico. Lográndose que la capacidad portante estimada se mantenga y se mejore; dando como resultado una estructura estable durante su operatividad y vida útil asignada.

Las conclusiones y recomendaciones planteadas en este estudio, no podrán ser aplicadas indiscriminadamente para cimentación de otras obras por más cercanas que se encuentren o similitud que tuvieran debido a que su comportamiento mecánico será completamente diferente al considerado.

RESUMEN

RESULTADOS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

En conformidad a la Norma Técnica de Edificaciones E.050, "Suelos y Cimentaciones", la siguiente información deberá transcribirse en los planos de cimentaciones. Esta información no es limitativa, y deberá cumplirse con todo lo especificado en el Presente Estudio de Suelos y el Reglamento Nacional de Edificaciones.

DATOS DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

TIPO DE REFUERZO DE CIMENTACIÓN EXISTENTE	: PILOTES conectadas con viga cabezal
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN	: Arena limosa SM)
CLASIFICACIONES DEL SUELO (SUCS)	: CL, SM Y SP
CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN	: Zona elevada, no inundable
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN	: Moderada

PARÁMETROS DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

CIMENTACIÓN EXISTENTE DEL MURO A REFORZAR

- PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN	: Df= 0.90 m
- PESO VOLUMÉTRICO UNITARIO	: Pu = 1.85 Kg/m ³ ,
- CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	: 0.46, 0.38 kg/cm ² ;

PILOTE DE ACERO Ø4"- REFORZAMIENTO

- PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN	: Df= 3.00 m
- CAPACIDAD DE CARGA	: 4.30 Toneladas
- PESO VOLUMÉTRICO UNITARIO	: Pu = 1.85 Kg/m ³ , 1.73 Kg/m ³
- CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	: 3.23 kg/cm ² ;

PILOTE DE CONCRETO Ø4"-REFORZAMIENTO

- PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN	: Df= 1.30 m
- CAPACIDAD DE CARGA	: 3.60 Toneladas
- PESO VOLUMÉTRICO UNITARIO	: Pu = 1.85 Kg/m ³ , 1.73 Kg/m ³
- CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	: 1.18 kg/cm ² ;
- FACTOR DE SEGURIDAD	: Mayor a 2
- ASENTAMIENTO DIFERENCIAL	: 95mm < 25.4 mm(1")

PARÁMETROS PARA EL DISEÑO SISMO RESISTENTE

- FACTOR DE ZONA : Z1	
- PERFIL TIPO POR SISMO	: S3
- PERIODOS PREDOMINANTES	: TP(S)=1,0 seg. TL(S)=1,6 seg
- FACTOR DE SUELO	: S = 2.00

Capítulo Vi. Referencias Bibliográficas

1. **Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.** -*Norma Técnica de Edificación E-050, Suelos y Cimentaciones.* Perú : Diario "El Peruano, 2020. Normas Legales; Reglamento Nacional de Edificaciones.
2. **L. BERRY, Peter - David REID.** *Mecánica de Suelos.* 1995.
3. **R.B. Peck, Hanson W.E. y Thorburn T.H.** *Ingeniería de Cimentaciones.* 1998.
4. **K. Terzaghi, Peck R.B y Mesri G.** *Soil Mechanics in Engineering Practice.* 1996.
5. **R.V., T.W Lambe y Whitman.** *Mecánica de Suelos.* 1995.
6. **Crespo, VILLALAZ C.** *Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* 1998.
7. **Franzero, M.A. Olcese.** *Análisis y Diseño de Cimentaciones.* 1998.
8. **ROBALINO OSORIO, Miguel Ángel.** *Comportamiento de Suelos Tropicales de Selva.* Lima-Perú : Universidad Ricardo Palma, 1995. Para optar el Título de Ingeniero Civil.
9. **ALVA HURTADO, J.E.** *Características Geotécnicas de los Suelos de Iquitos.* 1995.
10. **A., CARRILLO GIL.** *Propiedades de los Suelos Tropicales del Perú.* Guadalajara : México, 1995. X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.
11. **SUAREZ DIAZ, Jaime.** *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.* Bucaramanga : Colombia, 1995.
12. **Metalúrgico, INGEMMET - Instituto Geológico Minero y.** *Boletín N° 132 Serie A. Carta Geológica Nacional.* República del Perú Sector Energía y Minas : Sector Energía y Minas, 1999.
13. **Das, BRAJA. M.** *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. traducido del Inglés al Castellano e Impreso.* México : PARANINFO, 2001.
14. **Das., BRAJA. M.** *Principio de Ingeniería de Cimentaciones: traducido del Inglés al Castellano e Impreso.* México : PARANINFO, 2001.
15. **ESCAMILLA HERNÁNDEZ, L. A. y H. RAMIREZ DE ALBA.** *Rehabilitación para cambio de uso y prolongación de la vida útil en edificaciones.* 2011.
16. **Cruz Ross, A.** *Técnicas de Refuerzo y Recimentación. Sistemas no Tradicionales.* 2012.

17. **ALVARADO SOLIS, Héctor.** *Evaluación de muros pantalla y calazaduras para el control de la estabilidad de excavaciones profundas en la ciudad de Puno.* Puno : Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez, 2019. Para optar el título de Ingeniero Civil.

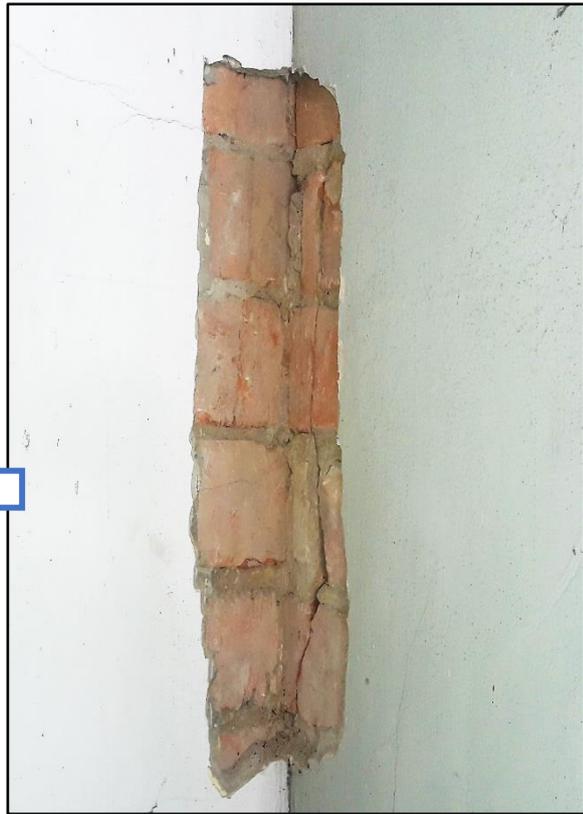
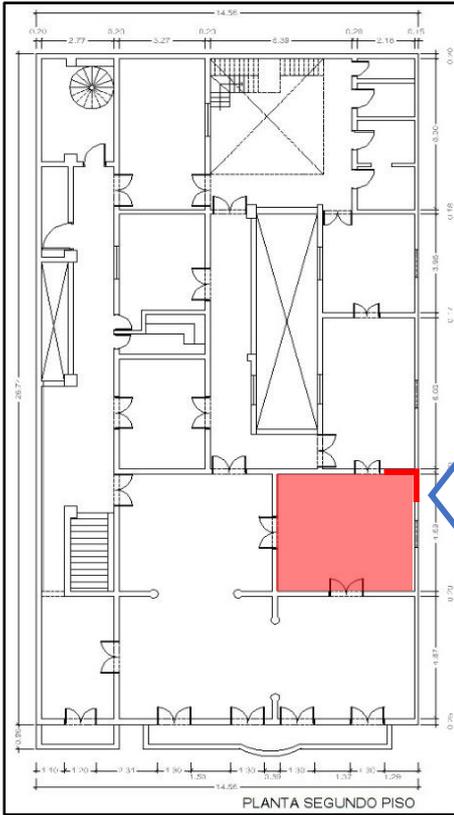
18. **ASCURRA CANO, Pamela y Angel Juvenal MURIEL ORTÍZ.** *Propuesta de reforzamiento integral de un edificio comercial de 2 pisos con ampliación a 5 pisos en la ciudad de Lima-San Martín de Porres: comparando un recalce convencional de un no convencional.* s.l. : Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2019. Para optar el título de Ingeniero Civil.

ANEXO I. Matriz de consistencia

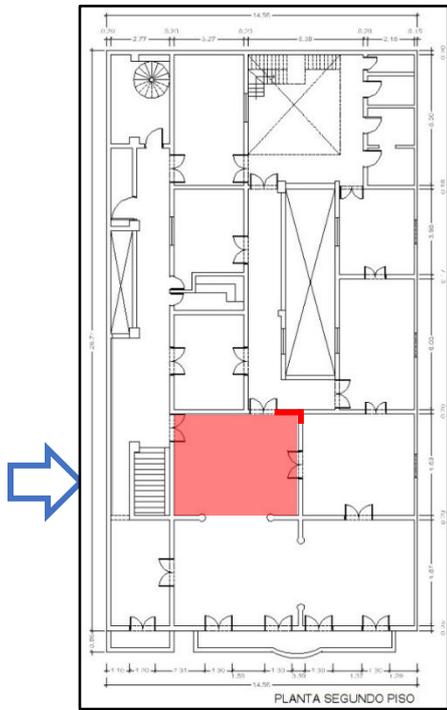
Título. “Reforzamiento de muro colindante mediante calzada no convencional en la Remodelación-Ampliación del Ex Hotel de Turistas de la ciudad de Iquitos-Perú 2021”.

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS PRINCIPAL	VARIABLES	MÉTODOS Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN	DISEÑO METODOLÓGICO
¿Cómo influye el uso de una calzada no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante en la Remodelación-Ampliación del Ex Hotel de Turistas de la ciudad de Iquitos?	Determinar de qué manera influye el uso de calzada no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante en la Remodelación-Ampliación del Ex Hotel de Turistas de la ciudad de Iquitos.	El uso de calzada no convencional mejora considerablemente las propiedades mecánicas de la fundación del muro colindante en la Ampliación y Remodelación del Ex Hotel de Turistas en la ciudad de Iquitos.	Variable Independiente: Características del tipo de suelo de fundación de edificación colindante y condiciones actuales de su cimentación.	Métodos: -Descriptivo -Analítico -Comparativo -Experimental Técnicas: -Muestreo -Observación -Experimental	Tipo de estudio: Correlacional Diseño: Experimental Áreas y Líneas de estudio: Área: Tecnología e Ingeniería. Línea: Ingeniería de los materiales y construcción de infraestructura. Población y muestra: -Suelos tropicales de la amazonia encontrados en la obra ex hotel de turistas. - relleno de arena limosa, arcilla inorgánica color anaranjado, arena limosa arena graduada, etc. Instrumentos: -Ficha de observación
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	Variable Dependiente: Reforzamiento de muro colindante.		
¿Cuáles son las condiciones del suelo para hacer uso de la calzada no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante?	Determinar las condiciones del suelo para hacer uso de la calzada no convencional en el reforzamiento de la fundación del muro colindante.	Las condiciones del suelo requieren uso de la calzada no convencional para el reforzamiento de la fundación del muro colindante.			
¿Cuál es el diseño más óptimo de la calzada no convencional para el reforzamiento de la fundación del muro colindante?	Evaluar el diseño más óptimo de la calzada no convencional para el reforzamiento de la fundación del muro colindante.	El diseño propuesto de la calzada no convencional es el óptimo para el reforzamiento de la fundación del muro colindante.			
¿Cuál es la capacidad de carga del terreno de fundación del muro colindante con el uso de calzada no convencional?	Determinar la capacidad de carga del terreno de fundación con el uso de calzada no convencional.	La capacidad de carga del terreno de fundación del muro colindante mejora significativamente con el uso de calzada no convencional.			

ANEXO II. Panel fotográfico



Fisura en el muro que necesita tratamiento estructural, y posteriormente



Fisura en el muro que necesita tratamiento estructural, y posteriormente

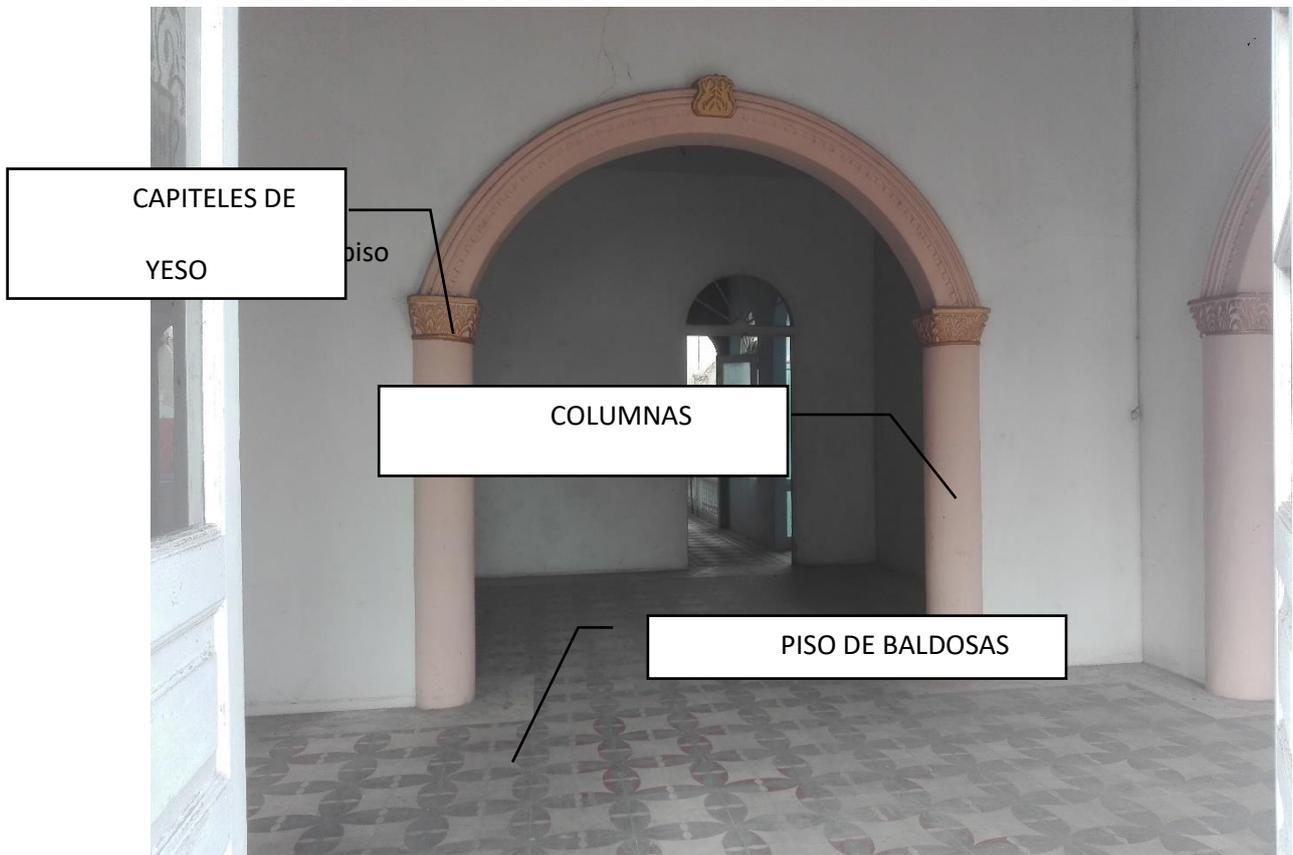
ESCALERA DE INGRESO A SEGUNDA PLANTA MARZO 2021



VENTANA Y PISO



NO PRESENTA FISURAS, ACTUALMENTE ESTA EN LIMPIEZA Y REMODELACIONES
DE PINTURA



ESTADO ACTUAL CON REMODELACIONES Y SIN PRESENCIA DE FISURAS



Los pisos en casa LAMA no presentan fisuras estructurales hoy en la actualidad



FOTO ACTUAL DE LA FACHADA EMUY BUENAS CONDICIONES ABRIL 2021





❖ Exploración de cimentación de muro colindante mediante calicatas



❖ Construcción de la calzada no convencional



❖ Trabajo de excavación luego del reforzamiento con calzada no convencional