

**156** novembro  
noviembre  
november  
2022

# GEOTECNIA



**Sociedade Portuguesa de Geotecnia**



**Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**



**Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica**

**50**  
ANOS  
1971-2021

**IMPRESA DA  
UNIVERSIDADE  
DE COIMBRA**

<b>EDITOR</b>		<b>EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR</b>	
António Gomes Correia, UMinho, Portugal		Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha
<b>COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD</b>			
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha	José Estaire, CEDEX, Espanha	
Nuno Guerra, UNL, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Pinto, FCTUC, Portugal	

*A Revista Geotecnia foi publicada pela primeira vez em junho de 1971, com Úlpio Nascimento como fundador e José Folque como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE, desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.*

*La Revista Geotecnia fue publicada por primera vez en junio de 1971, con Úlpio Nascimento como fundador y José Folque como primer Director. Desde esa fecha se viene publicandose ininterrumpidamente. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.*

*"Geotecnia" was published for the first time in June 1971. Its founder was Úlpio Nascimento and its first Editor was José Folque. Since that date it has been continuously published. From March 2007 it became published jointly by the Geotechnical Societies of Portugal and Brazil: SPG, ABMS and ABGE. From January 2011 it was published by SPG and ABMS and, since June 2014 it is published by the Geotechnical Societies of Portugal, Brazil and Spain: SPG, ABMS and SEMSIG.*

### **COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD (2021-22)**

André P. Assis (U. Brasília, Brasil)	José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)
Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)	Leandro Alejano Monge (U. Vigo, Espanha)
António Silva Cardoso (FEUP, Porto, Portugal)	Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)
António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)	Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, Espanha)
Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, Espanha)	Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
Daniel Dias (U. Grenoble, France)	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)
Diego Manzanal (U. P. Madrid, Espanha)	Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)	Michèle Casagrande (U. Brasília, Brasil)
Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal)	Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)
Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)	Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, Espanha)
Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, Espanha)	Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Emanuel Maranhã das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)
Euripedes Vargas (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)	Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, Espanha)
Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)	Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile)
Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil)	Renato Cunha (U. Brasília, Brasil)
Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)	Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal)
Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal)	Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil)
Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)	Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, Espanha)
Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, Espanha)	Tácio M.P. Campos (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)
Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, USA)	Tarcisio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil)
José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, Espanha)	Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	



A/c LNEC  
Av. do Brasil, 101  
1700-066 Lisboa, Portugal  
Tel.: (+351) 21 844 3859  
Fax: (+351) 21 844 3021  
E-mail: spg@lneac.pt  
<http://www.spgeotecnia.pt>



Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A,  
Sala 106  
05319-000 São Paulo, SP, Brasil  
Tel.: (+55 11) 3833 0023  
E-mail: abms@abms.com.br  
<http://www.abms.com.br>



CEDEX, Laboratorio de Geotecnia  
C/ Alfonso XII, 3  
28014 Madrid, Espanha  
Tel.: (+34) 91 335 7500  
Fax: (+34) 91 335 7322  
E-mail: info@semsig.org  
<http://www.semsig.org>

- 3** El fenómeno de la licuación por flujo.  
Aproximación teórica y práctica  
*The flow liquefaction phenomenon. Theoretical and practical approach*  
Javier Moreno Robles
- 33** Vibrações induzidas por cravação de estacas: modelação numérica e validação experimental  
*Vibrations induced by pile driving: numerical modelling and experimental validation*  
Aires Colaço  
Pedro Alves Costa  
Cristiana Ferreira  
Cecília Parente  
António Silva Cardoso
- 55** Contenção em solo reforçado com paramento frontal vegetado: estudo de caso em talude rodoviário  
*Reinforced soil with vegetated frontal face: case study in a road slope*  
Larissa Vieira  
Bianca Penteado de Almeida Tonus
- 77** Análise geotécnica do perfil de solo residual de granitoides no município de Alegre (ES)  
*Geotechnical analysis of residual soil profile of granitoids in the municipality of Alegre (ES)*  
Éder Carlos Moreira  
Patricio José Moreira Pires
- 105** Errata



# EL FENÓMENO DE LA LICUACIÓN POR FLUJO. APROXIMACIÓN TEÓRICA Y PRÁCTICA

## The flow liquefaction phenomenon. Theoretical and practical approach

Javier Moreno Robles<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, España

**RESUMEN** – En los últimos años y debido al aumento de la actividad minera, se ha incrementado el número de eventos que han traído consigo roturas catastróficas y súbitas en los depósitos de residuos, con pérdida de numerosas vidas humanas. En muchos casos se ha interpretado que la causa principal de estos fallos ha sido la licuación por flujo. El presente documento tiene como finalidad aproximar el campo teórico y el práctico a la hora de realizar un diseño y/o para evaluar un depósito existente o en construcción. De esta manera se pretende que cualquier ingeniero que no sea experto en la materia pueda comprender el fenómeno de la licuación por flujo y analizar de forma crítica el diseño de un depósito de residuos mineros. Su diseño, sin embargo, debería quedar reservado a los ingenieros con experiencia en el tema.

**SYNOPSIS** – In recent years and due to the increase in mining activity, the number of events that have brought catastrophic and sudden ruptures in the mine waste deposits, with the loss of numerous human lives, has increased. In many cases, the main cause of these failures has been interpreted as flow liquefaction. The purpose of this document is to approximate the theoretical and practical field when making a design and/or to evaluate an existing or under construction deposit. In this way, it is intended that any engineer who is not an expert in the field can understand the phenomenon of flow liquefaction and critically analyze the design of a mining waste deposit. Its design, however, should be reserved for experienced engineers.

**Palabras Clave** – Licuación por flujo, CPTu, resistencia post-licuación, depósitos de residuos mineros

**Keywords** – Flow liquefaction, CPTu, post-liquefaction strength, mine waste deposits

## 1 – INTRODUCCIÓN

En los últimos años, y debido al aumento de la actividad minera, se ha incrementado el número de eventos que han traído consigo roturas catastróficas y súbitas en los depósitos de residuos, con pérdida de numerosas vidas humanas. En muchos casos se ha interpretado que la causa principal de estos fallos ha sido la licuación por flujo. Por este motivo, el esfuerzo realizado en la mejora del conocimiento de este fenómeno, así como el planteamiento de unos procedimientos adecuados de diseño, se ha intensificado.

En numerosos libros y referencias técnicas se incluyen las características más importantes del fenómeno de la licuación desde un punto de vista teórico y académico. Por otro lado también existen muchos artículos técnicos para especialistas donde se analizan, con gran detalle, diferentes aspectos de la licuación por flujo y su influencia en el diseño de estas obras mineras.

El presente documento tiene como finalidad aproximar el campo teórico y el práctico tanto a la hora de realizar un diseño como en la evaluación de un depósito existente. De esta manera se

---

E-mail: [jmoreno@cedex.es](mailto:jmoreno@cedex.es) (J. Moreno)

pretende que cualquier ingeniero que no sea experto en la materia pueda comprender el fenómeno de la licuación por flujo y analizar, de forma crítica, el diseño de un depósito de residuos mineros. Su definición final, sin embargo, debería quedar reservado a los ingenieros con experiencia en el tema.

## 2 – DESCRIPCIÓN CONCEPTUAL DEL FENÓMENO DE LA LICUACIÓN

### 2.1 – Conceptos básicos

Bajo el término de licuación<sup>1</sup> Mogami y Kubo (1953) agrupaban todos los fenómenos que producían, en los suelos granulares sueltos y saturados, la disminución o pérdida total de su resistencia al corte.

Para poder entender el concepto de licuación es conveniente recordar el distinto tipo de comportamiento que tienen los suelos en función de su estado inicial de empaquetamiento de partículas, lo que se relaciona habitualmente con su densidad relativa<sup>2</sup>.

En la Figura 1 se muestran, de forma simplificada y académica, tres posibles materiales a los que se les somete a una deformación de corte.

En el caso de que el suelo sea una arena suelta drenada o no suficientemente saturada (con grados de saturación claramente inferiores al 80%), cuando se somete a una deformación de corte (Figura 1 superior) las partículas de cada una de las filas superiores se van encajando en los huecos de las inferiores, ocupando el espacio de éstos. En este caso el volumen previo ( $V_{pre}$ ) a la deformación de corte será superior al volumen final ( $V_{post}$ ).

Si el suelo fuese la misma arena suelta anterior, estando en esta ocasión saturada, y la deformación de corte es suficientemente rápida como para que no se produzca el drenaje del agua de los poros (Figura 1 central), cuando las partículas de las filas superiores intentan ocupar los huecos de las filas inferiores, el agua existente en dichos poros se lo va a impedir ya que no es capaz de drenar y cederles el volumen reclamado, por lo que se producirá un aumento de la presión intersticial. Este aspecto induce una disminución de la tensión entre partículas reduciendo, consecuentemente, la resistencia al corte del terreno. En este caso el volumen previo a la deformación de corte será similar al volumen final<sup>3</sup>.

Por último, cuando la arena presenta un estado inicial más denso y se ve sometida a una deformación de corte, las partículas de una fila tienen que remontar por encima de las inferiores, aumentando el volumen de los huecos (Figura 1 inferior). En este caso el volumen previo a la deformación de corte será inferior al volumen final. Adicionalmente, en el caso de que los poros estén llenos de agua se producirá una disminución de las presiones intersticiales con el consiguiente aumento de las tensiones efectivas y de la resistencia de estos suelos.

### 2.2 – Ensayos drenados

En 1936 A. Casagrande realiza los primeros ensayos triaxiales drenados<sup>4</sup> en la Universidad de Harvard empleando muestras con diferentes compacidades y misma tensión de confinamiento ( $\sigma'_3 = cte$ ).

---

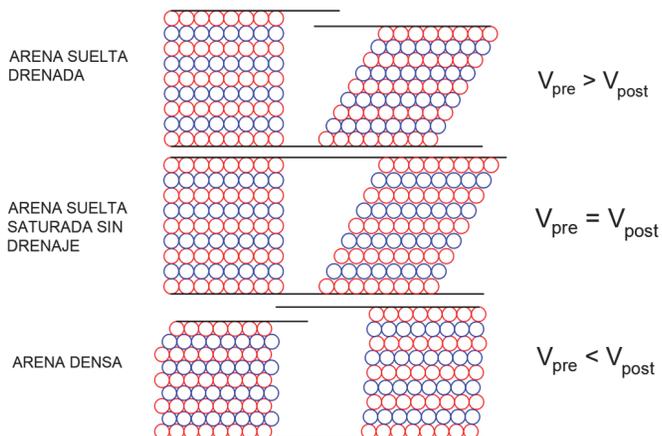
<sup>1</sup> Según la RAE, la definición en castellano de “licuar” es “hacer líquida una sustancia sólida o gaseosa” mientras que la de “licuefacción” es “conversión de un gas en líquido por compresión a muy bajas temperaturas”. Por otro lado en inglés, el término “*liquefaction*” se define como “*conversion of soil into a fluidlike mass during an earthquake or other seismic event*”. Por lo tanto, el término castellano correcto es licuación, siendo el empleo en castellano de “licuefacción” un anglicismo.

<sup>2</sup> Se recuerda que se conoce como densidad relativa al cociente  $D_r = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$

<sup>3</sup> Por este motivo se conocen a los ensayos sin drenaje como ensayos a volumen constante.

<sup>4</sup> En 1936 no se disponía de la tecnología adecuada para medir las presiones intersticiales en el interior de las probetas, por lo que los ensayos triaxiales debían ser en condiciones drenadas.

Analizando los resultados de estos ensayos drenados (Figura 2) se observa que las muestras densas pueden soportar una tensión de corte superior a pequeñas deformaciones axiales (denominada resistencia de pico) para posteriormente disminuir su resistencia hasta un valor sensiblemente inferior (denominada resistencia residual), que se alcanza a deformaciones medias y permanece prácticamente constante en grandes deformaciones.



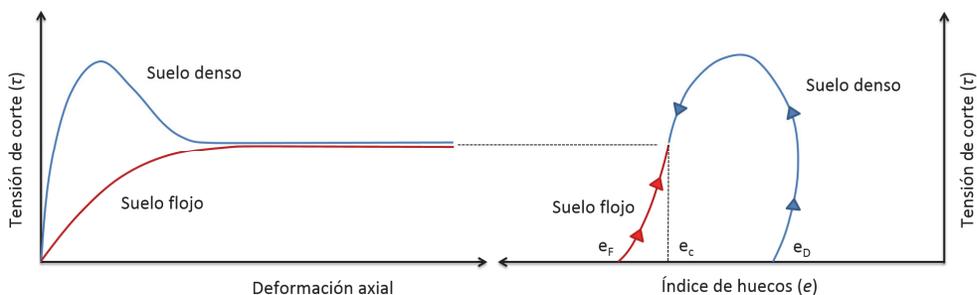
**Fig. 1** - Croquis esquemáticos de diferentes tipos de comportamiento de los suelos frente a una deformación de corte monótonica

En el caso de los suelos flojos estos presentan un comportamiento con endurecimiento, aumentando su resistencia a medida que se incrementa su deformación axial hasta alcanzar un valor asintótico a deformaciones medias que se mantiene constante a grandes deformaciones.

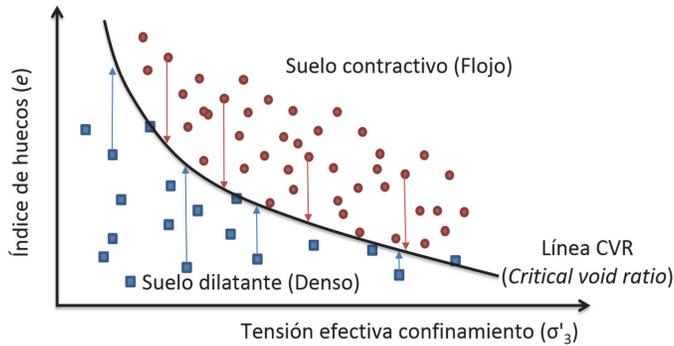
Es fundamental observar que, independientemente del estado inicial de la probeta, el valor de la resistencia a grandes deformaciones es prácticamente idéntico en ambos casos.

Si se estudia en estos mismos ensayos la evolución del índice de huecos ( $e$ ) se puede ver que, aunque la probeta con suelo flojo parta de un índice de huecos  $e_F$  superior al de la probeta de suelo denso  $e_D$ , cuando se alcanzan las grandes deformaciones axiales ambas confluyen en un valor similar  $e_C$  correspondiente al denominado estado crítico o estado de deformación volumétrica constante.

Cuando se realizan suficientes ensayos triaxiales drenados con diferentes tensiones efectivas de confinamiento ( $\sigma'_3$ ) y se incluyen en una misma gráfica los valores de los índices de huecos iniciales (tanto  $e_F$  como  $e_D$ ) y los finales ( $e_C$ ) se puede ver (Figura 3) que éstos últimos se alinean definiendo la línea de relación crítica de huecos (*Critical void ratio line*).



**Fig. 2** - Ejemplo de resultados de dos muestras (floja y densa) a la misma tensión efectiva de confinamiento en ensayos triaxiales drenados

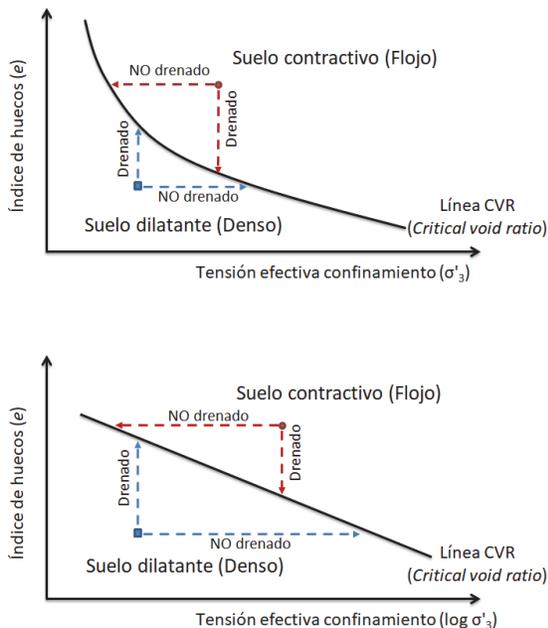


**Fig. 3** - Ejemplo de resultados de dos muestras (floja y densa) a la misma tensión efectiva de confinamiento en ensayos triaxiales drenados

La trayectoria que siguen estos ensayos en el diagrama  $\sigma'_3 - e$  es vertical ya que corresponden a ensayos drenados con una  $\sigma'_3$  constante. En el caso de que los ensayos fuesen no drenados, es razonable suponer que deberían seguir una trayectoria horizontal correspondiente a ensayos a volumen constante ( $e = \text{cte}$ ).

Estas trayectorias definirían una línea de relación crítica de huecos (CVR) única para cada suelo, independientemente de si los ensayos empleados para determinarla son drenados o no drenados. Adicionalmente, en el caso de representarla en un diagrama semilogarítmico de tensiones de confinamiento ( $\log \sigma'_3$ ) la línea CVR se puede representar con una línea recta para un rango de tensiones moderadas (Figura 4).

Combinando los comportamientos conceptuales mostrados en la Figura 1 con los resultados obtenidos con los ensayos triaxiales drenados, se puede colegir que los materiales situados por encima de la línea CVR, de naturaleza contractiva, podrían ser susceptibles de licuar; mientras que



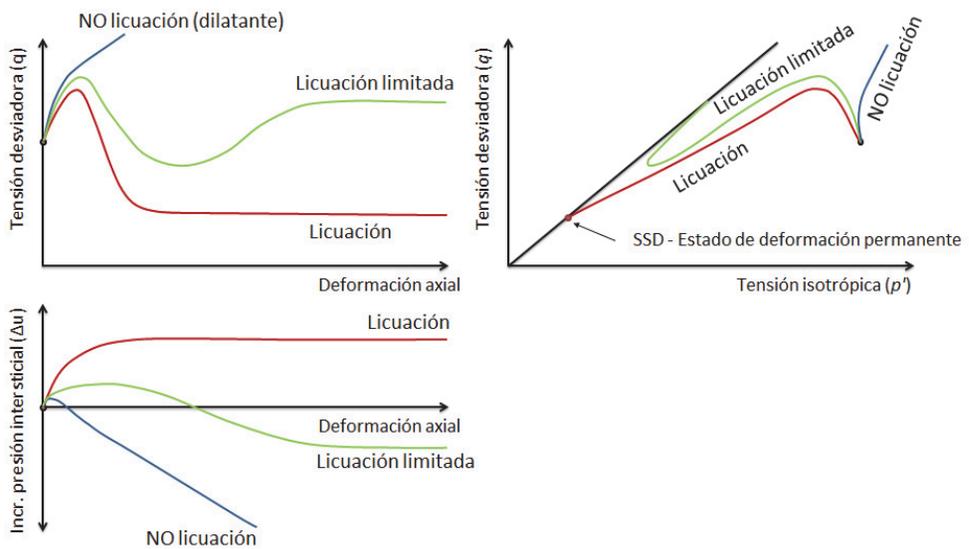
**Fig. 4** - Obtención de la línea de relación crítica de huecos (CVR) en ensayos drenados y no drenados

los que se encuentran por debajo (dilatantes) no tendrán dicha característica.

### 2.3 – Ensayos no drenados

Castro (1969)<sup>5</sup> realiza los primeros ensayos triaxiales no drenados en la Universidad de Harvard tanto en muestras consolidadas isotrópicamente como anisotrópicamente. Conceptualmente los resultados obtenidos se pueden ver en la Figura 5. Partiendo en este caso de tres muestras consolidadas anisotrópicamente ( $q \neq 0$ ) y con diferente compacidad se observan tres tipos de comportamiento muy diferenciado.

En el primero de ellos, una muestra densa, a medida que se aumenta la deformación axial, se incrementa su resistencia. Esto es debido a que, salvo en la fase muy inicial de la aplicación de la carga desviadora donde los incrementos de presión de poro son positivos, la presión intersticial disminuye y aumentan las tensiones efectivas y, por lo tanto, su resistencia. Este material no es susceptible de licuar.



**Fig. 5** - Ejemplo de resultados de tres muestras con diferente densidad relativa en ensayos triaxiales no drenados

En el caso de que la densidad relativa sea reducida se observa un comportamiento con reblandecimiento (pico-residual) donde el incremento de presión intersticial aumenta rápidamente con la deformación axial hasta que se estabiliza en un valor prácticamente constante. En el gráfico  $p'$ - $q$  se observa que la trayectoria de tensiones efectivas adopta valores de  $q$  superiores al valor inicial hasta que alcanza el valor máximo (pico) y desciende hasta intersectar la línea de resistencia intrínseca. Este material presenta susceptibilidad a la licuación.

Por último, cuando la compacidad es intermedia entre los escenarios anteriores se puede dar la denominada licuación limitada que consiste en un reblandecimiento inicial que finalmente se transforma en endurecimiento.

Analizando con más detalle el caso de los suelos susceptibles de licuar se pueden observar dos aspectos muy significativos y característicos de la licuación en la Figura 6.

<sup>5</sup> Gonzalo Castro fue discípulo de Arthur Casagrande en la Universidad de Harvard.

En esta figura se muestra un ensayo triaxial no drenado con consolidación previa isotrópica. Al aplicar la fuerza desviadora se alcanza una resistencia de pico de unos 230 kPa con una deformación axial del orden del 1% y una presión intersticial de unos 200 kPa. El tiempo empleado en aplicar dicho esfuerzo desviador es de 14 minutos.

Al continuar con el ensayo, intentando aumentar la carga desviadora, se produce una pérdida súbita de resistencia hasta alcanzar una resistencia residual próxima a 90-100 kPa, con unas deformaciones axiales muy importantes (19%). El incremento de presión de poro asociado a estas deformaciones tan elevadas es de unos 350 kPa y el tiempo empleado ha sido de 0,18 segundos.

Es decir, por un lado, con deformaciones axiales muy reducidas (del orden del 1%) se generan unas presiones intersticiales superiores al 50% de las finales cuando la deformación axial es del 19% lo que indica que el fenómeno no requiere grandes deformaciones para que se “dispare”.

Por otro lado, una vez que se supera la resistencia de pico, el suelo se hace totalmente inestable y de forma prácticamente instantánea pierde resistencia (en 0,18 segundos se deforma un 19-1 = 18%).

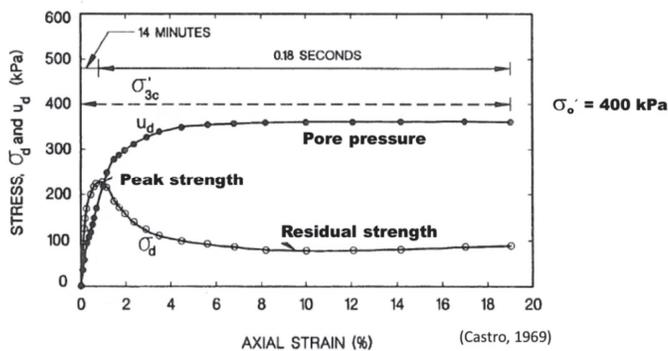


Fig. 6 - Ejemplo de un ensayo triaxial no drenado (Castro, 1969)

## 2.4 – Estado de grandes deformaciones

Si se analiza de forma conceptual un ensayo de corte no drenado en un material licuable se pueden obtener las gráficas de la Figura 7 donde en la parte derecha se puede ver cómo, cuando se supera el valor de resistencia de pico (punto B), la trayectoria de tensiones  $\sigma'_o$  cae súbitamente hasta alcanzar el estado de deformación estable<sup>6</sup> en el punto C.

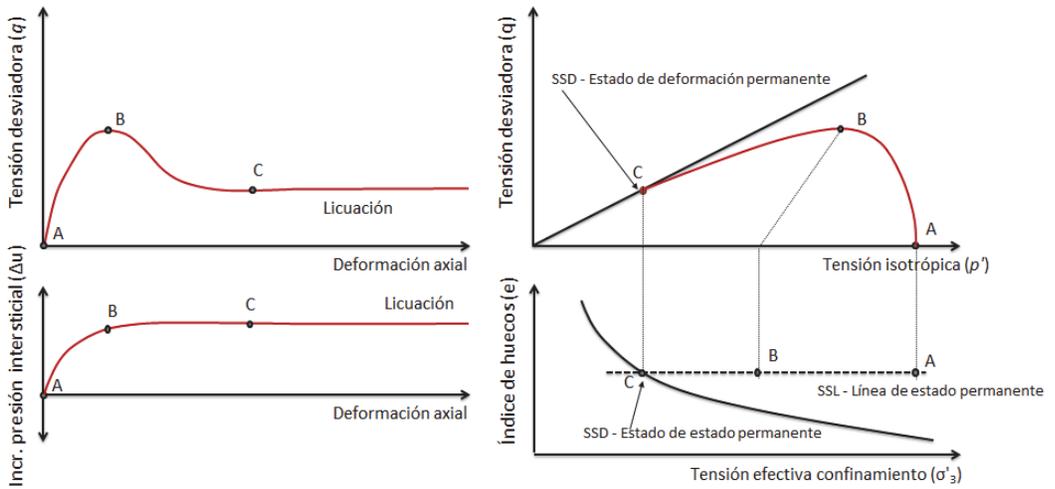
Realizando un análisis similar con varias probetas (A a E), se obtendría el gráfico de la Figura 8, donde se incluyen probetas de material licuable (C, D y E) y otras de material no susceptible de licuar (A y B).

Si se unen los puntos de mayor tensión desviadora (q) de las trayectorias de tensiones de las probetas que muestran licuación se obtiene la denominada superficie de licuación por flujo (FLS) que sería el lugar geométrico de los estados tensionales que, si son alcanzados, traen asociado la licuación.

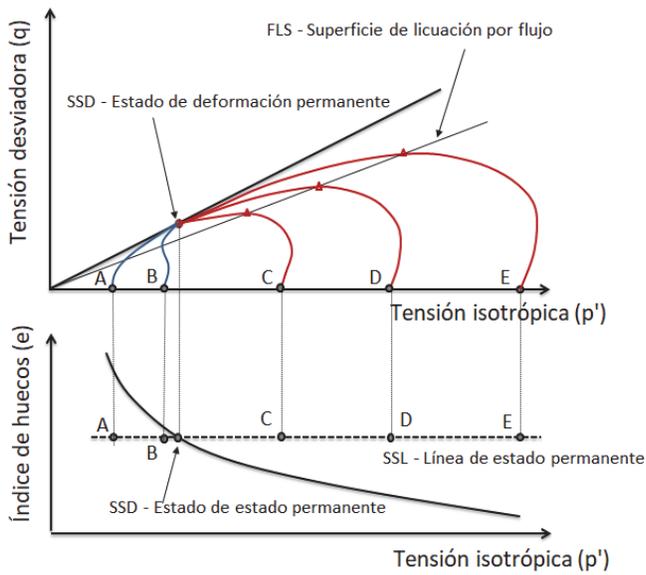
Esta superficie FLS pasaría, en primera aproximación<sup>7</sup>, por el origen  $p'$ -q, aunque realmente para valores inferiores a la resistencia del estado de deformación permanente<sup>8</sup> no tiene sentido prolongar dicha superficie ya que no se producirá la licuación por flujo (Figura 9).

<sup>6</sup> Este estado también se conoce como estado de grandes deformaciones, de deformación permanente, de volumen constante o crítico.

<sup>7</sup> Diversos autores consideran que el lugar geométrico de los puntos de tensión tangencial efectiva máxima pasa por el origen de coordenadas (*flow liquefaction line concept*), mientras que otros consideran que pasa por el punto que define el estado de deformación permanente (*collapse line concept*).

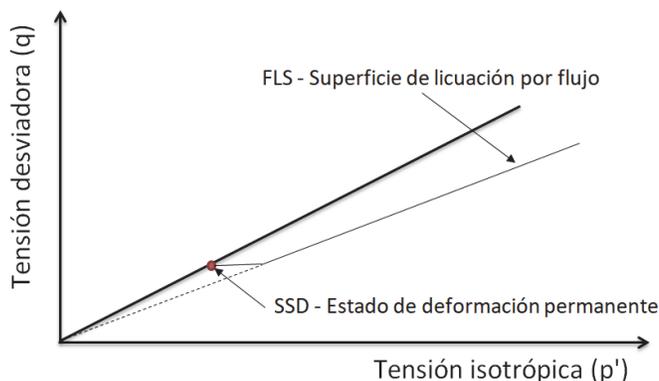


**Fig. 7** - Análisis conceptual de un ensayo de corte sin drenaje en un material licuable



**Fig. 8** - Análisis conceptual de varios ensayos de corte sin drenaje

<sup>8</sup> También denominada resistencia post-licuación según se verá más adelante.

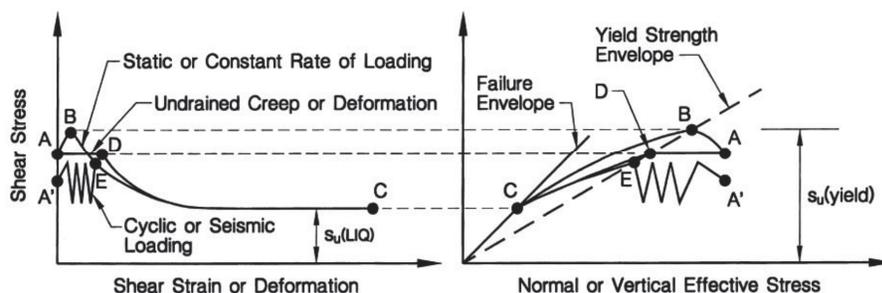


**Fig. 9** - Representación esquemática de la superficie de licuación por flujo

## 2.5 – Tipos de licuación. Movilidad cíclica versus Licuación por flujo

Según se ha mostrado anteriormente, cuando cualquier trayectoria de tensiones alcanza la superficie de licuación por flujo FLS se produce un estado inestable que trae consigo la pérdida súbita de resistencia del material.

En la Figura 10 se muestran diferentes motivos por los que se puede alcanzar la FLS.



**Fig. 10** - Posibles trayectorias tensionales que producirán licuación (Olson y Stark, 2003)

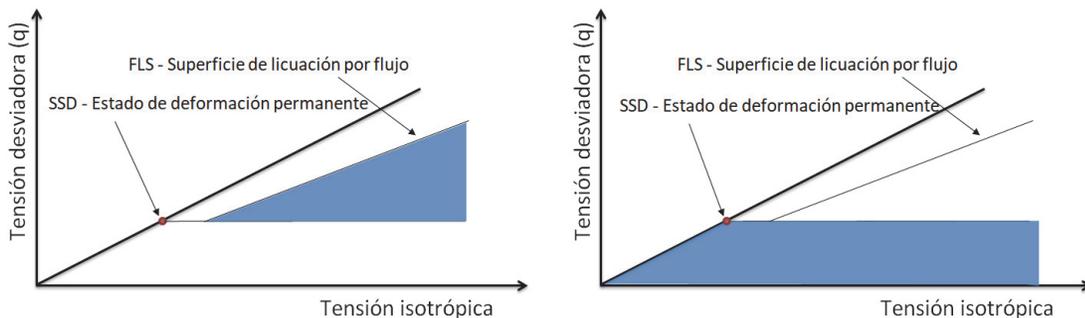
En el caso de la trayectoria ABC se reproduce un estado de carga no drenada monotónica y estática como puede ser la construcción de un relleno.

En la trayectoria A'EC se observa una acción cíclica<sup>9</sup> no drenada, que puede estar originada, por ejemplo, por un sismo o por labores mineras de explotación en las proximidades.

Por último, la trayectoria ADC reproduce una descarga a tensión cortante constante como podría ser una elevación del nivel freático en el interior del terreno lo que originaría una disminución de la tensión efectiva.

Se puede ver que, si bien el origen de la trayectoria tensional es muy diferente (estático/dinámico y carga/descarga) lo que sí es común en todos los casos en los que se produce la licuación por flujo es que el estado tensional a cortante al que se ve sometido ese elemento del suelo, o en el diseño o en el depósito ya construido, es superior a la resistencia a grandes deformaciones. Dicho de otro modo, el estado tensional inicial debe situarse en el triángulo coloreado de la izquierda de la Figura 11.

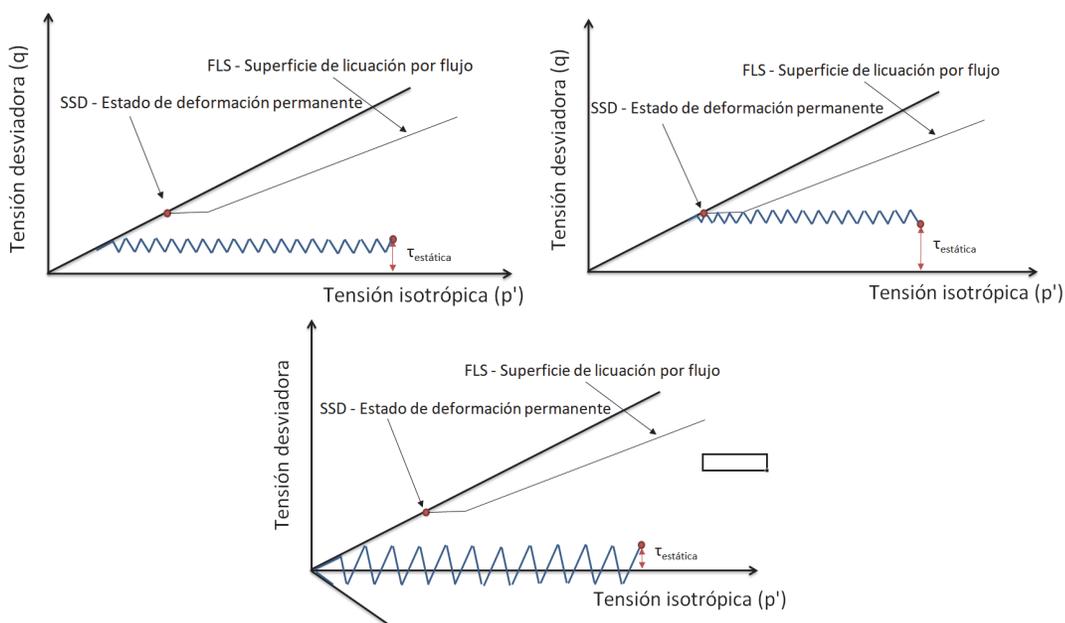
<sup>9</sup> *Sensu stricto* no es adecuado, por lo tanto, denominarla licuación estática ya que puede estar originada por una acción dinámica.



**Fig. 11** - Estados tensionales iniciales que producen la licuación por flujo (izquierda) o movilidad cíclica (derecha)

En el caso de que la tensión de corte inicial se sitúe en la zona coloreada de la derecha de la Figura 11, como la tensión de corte en situación estática (es decir, la que solicita al material en función de la geometría y cargas de la obra) es inferior a la resistencia en condiciones de volumen constante, no se produce el fenómeno pseudo-instantáneo de la licuación por flujo.

En este caso, cuando una acción dinámica solicita el material se van generando excesos de presión de poro que reproduce una trayectoria de tensiones efectivas que se va aproximando a la superficie de rotura, similares a las indicadas en la Figura 12.

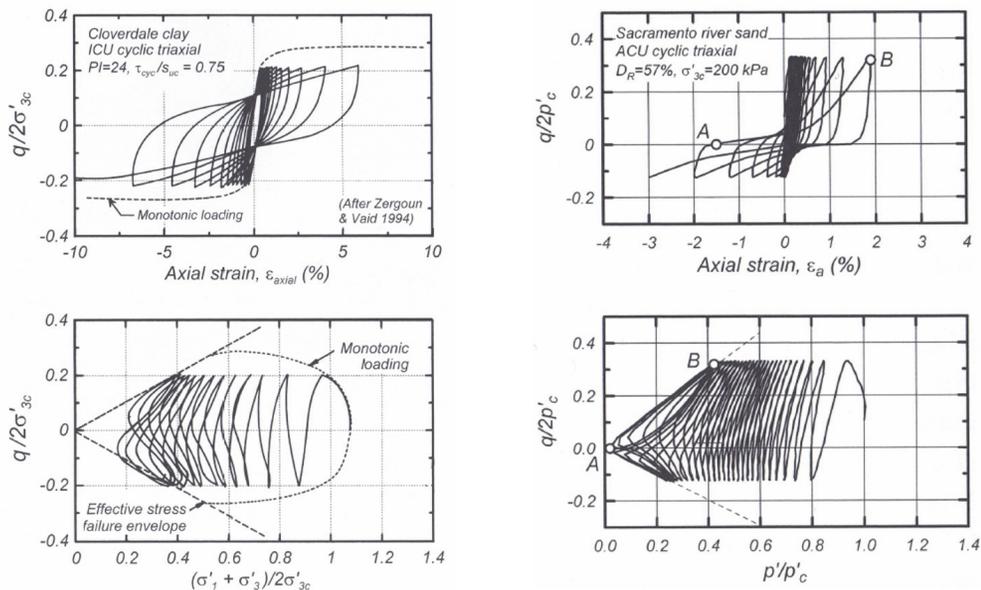


**Fig. 12** - Diferentes trayectorias de tensión en situación de movilidad cíclica

En el caso de que exista un número suficiente de ciclos se podrá alcanzar la superficie de rotura, pasando la muestra a oscilar en la misma hasta que la acción sísmica cese. En este caso,

dependiendo de la naturaleza de la muestra, se obtendrán unos resultados diferentes<sup>10</sup> según se indican en la Figura 13.

Es importante indicar que las deformaciones asociadas a la muestra están relacionadas directamente con la degradación del módulo de corte y con el número de ciclos, pero cuando la acción sísmica desaparezca las deformaciones se detendrán y el material comenzará a drenar. Es pues, un comportamiento totalmente diferente al de la licuación por flujo, donde las deformaciones y movimientos asociados, una vez que el material licúa, son indefinidos y únicamente dependen de las condiciones de contorno.



**Fig. 13** - Resultados de ensayos triaxiales dinámicos en un material arcilloso (izquierda) y arenoso (derecha). Tomado de Kramer (1996)

### 3 – LICUACIÓN POR FLUJO

#### 3.1 – Definición

Una vez descritos los diferentes tipos de licuación que se pueden producir, los siguientes apartados se centrarán en la licuación por flujo.

Desde un punto de vista ingenieril, se define la licuación por flujo<sup>11</sup> como la pérdida súbita y muy notable de la resistencia de los suelos que tiene asociada unos movimientos indefinidos, siempre que la masa inestable tenga salida cinemática.

#### 3.2 – Roturas debidas a la licuación por flujo: características generales

En los últimos años se vienen observando fenómenos catastróficos asociados a roturas súbitas en materiales de muy bajas capacidades resistentes, habitualmente asociados a depósitos de residuos mineros. Los ejemplos más emblemáticos son los casos de Stava en Italia (1984),

<sup>10</sup> Cuando se produce una trayectoria de tensiones con reversión de esfuerzos tangenciales, el aumento de los incrementos de presión intersticial es mucho más rápido, por lo que la movilidad cíclica se alcanza con un número menor de ciclos.

<sup>11</sup> En inglés *flow liquefaction*.

Sullivan en Canadá (1991), Merriespruit en Sudáfrica (1994) y Fundão (2015) y Feijão (2019) en Brasil.

Las características más comunes de las inestabilidades observadas son:

- Se inician con alteraciones del entorno muy ligeras o reducidas, es decir, no es necesario una acción de gran energía como podría ser un sismo de gran magnitud.
- Son roturas sin previo aviso, por lo que habitualmente los sistemas de auscultación de la obra, si existiesen, no habrían servido para prevenirlas.
- Las roturas son remontantes y progresivas.
- La cinemática de la rotura es muy rápida y de movimientos indefinidos relacionados únicamente con las condiciones geométricas del entorno.
- Requiere que el volumen de material licuado sea importante.

Por otro lado, las características comunes del material involucrado en las roturas son las siguientes:

- Suelos de muy reciente deposición, habitualmente inferior a 30 años.
- Nula o baja plasticidad.
- No tienen historia tensional por lo que son normalmente consolidados ( $K_0$  del orden de 0,5).
- Están en un estado flojo a muy flojo, por lo que tienen una naturaleza contractiva.
- Están sometidos a tensiones efectivas verticales inferiores a 300 kPa ( $\sigma'_{v0} < 3 \text{ atm}$ ).
- Se producen pérdidas de resistencia muy notables.<sup>12</sup>

Es, por lo tanto, importante recalcar que para que se pueda considerar que el suelo ha sufrido la licuación por flujo la pérdida de resistencia ha de ser importante. Para poder cuantificarla se emplea habitualmente el índice  $I_B$  de Bishop (1973) (también referido como índice de fragilidad, *brittle*) que se expresa matemáticamente como:

$$I_B = \frac{100 (\tau_p - \tau_r)}{\tau_p} \quad (1)$$

Siendo  $\tau_p$  la resistencia de pico y  $\tau_r$  la resistencia residual, post-licuación o a grandes deformaciones<sup>13</sup>.

### 3.3 – Aspectos singulares del comportamiento de estos materiales

#### 3.3.1 – Variable de estado

Para poder establecer el tipo de comportamiento de un material frente a la licuación, Been y Jefferies (1985) definieron la variable de estado  $\psi$  como la diferencia entre el índice de huecos inicial  $e_i$  y el correspondiente al estado de grandes deformaciones  $e_{ss}$  (Figura 14).

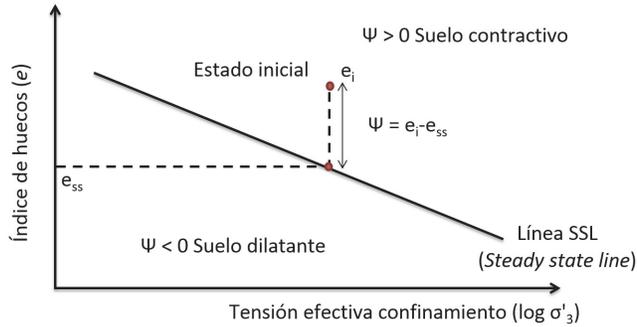
Así, si  $\psi = e_i - e_{ss} > 0$  el suelo estará situado sobre la línea SSL<sup>14</sup> y será contractivo por lo que es susceptible de licuar y si  $\psi = e_i - e_{ss} < 0$  estará situado bajo la línea SSL y será dilatante, por lo que no licuará<sup>15</sup>.

<sup>12</sup> Como se indicará en próximos apartados se estima que debe ser  $I_B > 0,4$ .

<sup>13</sup> Por ejemplo un suelo con  $I_B = 0,75$  puede perder el 75% de su resistencia mientras que otro con  $I_B = 0,25$  puede perder únicamente un 25%.

<sup>14</sup> La denominación SSL (*Steady state line*) es similar a la línea CVR (*Critical void ratio*) y a la línea CSL (*Critical state line*) y en este documento se usan indistintamente.

<sup>15</sup> Autores como Jefferies y Been (2006) y Shuttle y Cuning (2007) indican que incluso suelos con  $\psi > -0,05$  pueden mostrar reblandecimiento y pérdida de resistencia en un comportamiento sin drenaje.

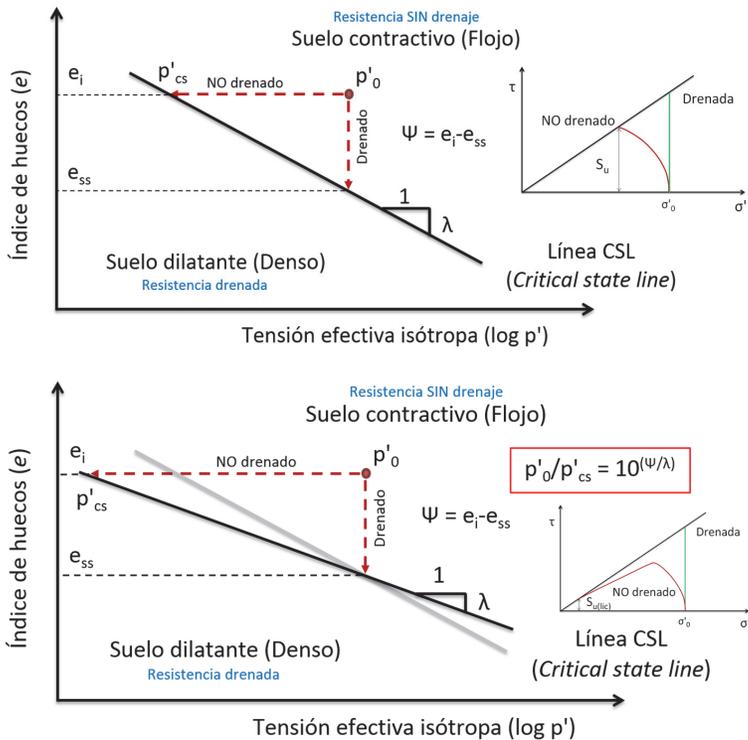


**Fig. 14** - Definición gráfica de la variable de estado  $\psi = e_i - e_{ss}$  (Been y Jefferies, 1985)

Ahora bien, considérese que existen dos suelos con un comportamiento frente a la licuación por flujo totalmente diferente, según se muestra en las curvas  $\sigma' - \tau$  en la zona derecha de la Figura 15.

Ambos suelos, para la misma tensión efectiva  $p'$ , presentan el mismo valor del parámetro de estado  $\psi$ , según la definición de Been y Jefferies (1985), y sin embargo un comportamiento muy diferente lo que evidencia que este parámetro puede no ser completamente adecuado para caracterizar el comportamiento frente a licuación por flujo.

Robertson (2017) propone emplear la relación de tensiones efectivas (inicial/final) para poder establecer con mayor precisión la pérdida de resistencia del material  $I_B$ . Es decir, en lugar de



**Fig. 15** - Revisión del concepto de parámetro de estado

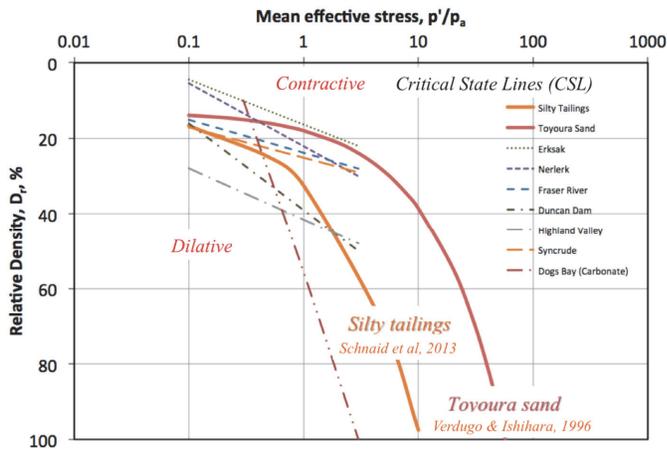
considerar la “distancia en vertical” del punto que representa el estado inicial a la línea de estado crítico, recomienda emplear la “distancia en horizontal”<sup>16</sup>.

La expresión que relaciona el parámetro de estado  $\psi$  con la relación entre  $p'_0$  y  $p'_{cs}$  es la siguiente:

$$\frac{p'_0}{p'_{cs}} = 10^{\psi/\lambda} \quad (2)$$

siendo  $\lambda$  la pendiente de la CSL.

Si se analiza la CSL en un rango de presiones de reducido a moderado ( $< 3$  atm), ésta se puede asimilar a una línea recta en un gráfico  $\log p' - D_r$  según se puede ver en la recopilación de resultados mostrados en la Figura 16 mediante líneas punteadas.



**Fig. 16** - Recopilación de las CSL obtenidas en diversos ensayos (Robertson, 2017)

Sin embargo, al aumentar el rango de presiones de los ensayos ( $> 3$  atm) se observa que la CSL deja de ser recta para pasar tener un tramo curvo en la zona de mayores tensiones según se muestra la Figura 16 para la arena de Toyoura y los residuos limosos mineros.

Este efecto ya había sido estudiado por Boulanger (2003) cuando estudió el caso de dilatación nula<sup>17</sup> a partir de la ecuación que Bolton (1986) había obtenido de forma empírica relacionando la dilatación y la densidad relativa en diferentes estados tensionales (Figura 17).

En dicha expresión interviene el parámetro  $Q$  que indica el grado de incompresibilidad del material estando los valores comprendidos entre  $Q = 5,5$  (granos calizos) y  $Q = 10$  (granos de cuarzo y feldespato).

<sup>16</sup> Esta “distancia horizontal” sería  $x = \log \left( \frac{p'_0}{p'_{cs}} \right)$

<sup>17</sup> En el estado crítico se considera que se ha alcanzado la dilatación nula.

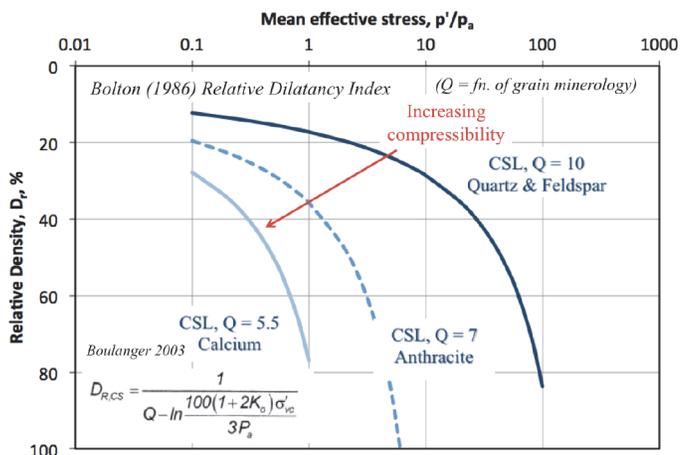


Fig. 17 - Curvas de estado crítico en función de la compresibilidad de la arena (Robertson, 2017)

### 3.3.2 – Evaluación de la pérdida de resistencia

El efecto de esta curvatura no es baladí, ya que influye notablemente en la fragilidad de los materiales. Tómese, por ejemplo, el caso de los tres ensayos (A, B y C) realizados en la arena de Erksak,<sup>18</sup> y publicados por Jefferies y Been (2016), a diferentes presiones efectivas iniciales (Figura 18). Los valores obtenidos de pérdida de resistencia en los ensayos realizados se muestran en la Tabla 1.

Tal y como se puede ver, la pérdida de resistencia es muy importante en el ensayo A con una reducción de resistencia de un 90% del valor pico, mientras que en el ensayo C sólo se pierde el 20%. Es muy probable que en este último caso no se produjeran roturas catastróficas.

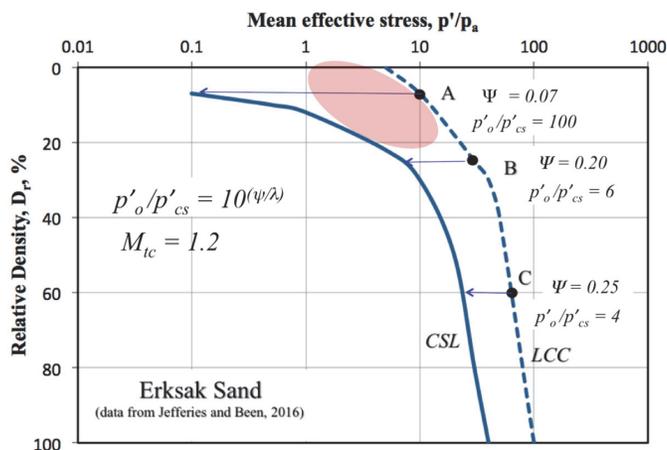


Fig. 18 - Ejemplos de tres muestras de arena sometidas a diferentes presiones de confinamiento (Robertson, 2017)

<sup>18</sup> Arena de naturaleza silicea.

**Tabla 1.** Resultados obtenidos en las muestras A, B y C de la arena de Erksak

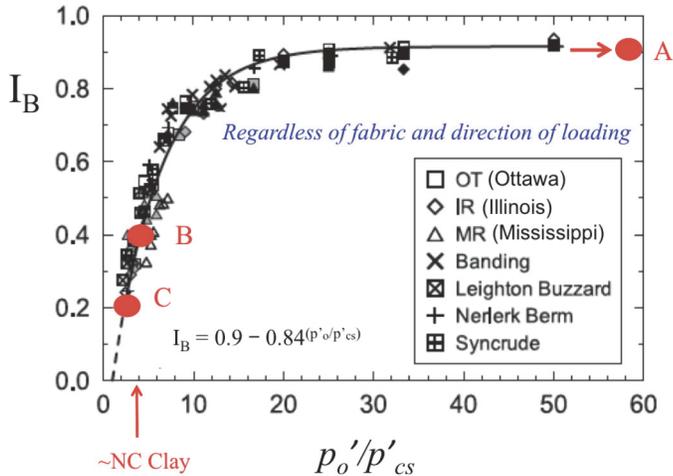
Ensayo	$\psi$	$p'_o/p'_{cs}$	$s_{u,cs}/p'_o$	$I_B$
A	0,07	100	0,006	0,9
B	0,20	6,0	0,10	0,4
C	0,25	4,0	0,14	0,2

Estas pérdidas de resistencia encajan perfectamente en la gráfica obtenida por Sadrekarimi y Olson (2011), Figura 19, tras realizar numerosos ensayos triaxiales en muestras de arenas y limos arenosos, mediante la que dichos autores han ajustado la siguiente expresión:

$$I_B = 0,9 - 0,84 \left( \frac{p'_o}{p'_{cs}} \right) \quad (3)$$

Por todo lo anterior, se puede concluir que cuanto menor sea la tensión de confinamiento la pérdida de resistencia, debida a la forma curva de la curva de estado crítico, será mayor.

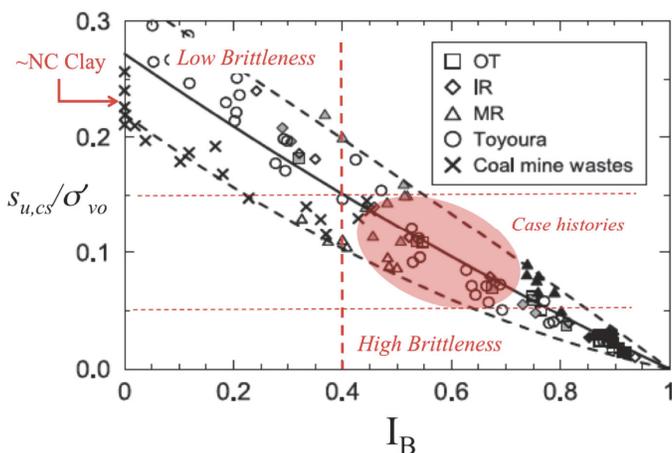
Si se tiene presente la definición de licuación por flujo, donde se indica que la pérdida de resistencia debe ser muy notable, los estados más peligrosos se encuentran en la zona sombreada de la Figura 18.



**Fig. 19** - Relación de pérdida de resistencia en función de  $p'_o/p'_{cs}$  según Sadrekarimi y Olson (2011). Tomada de Robertson (2017)

Si se expresan los resultados de los mismos ensayos en función de la relación  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  se puede observar en la Figura 20 que cuando se aumenta la fragilidad del material (aumenta  $I_B$ ) el valor de  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  disminuye.

Por otra parte, los estudios de análisis retrospectivo realizados en los casos que se han producido roturas, Robertson (2017), indican que la relación  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  estaban comprendidos entre 0,05 y 0,15, aspecto que parece corresponderse con valores  $I_B > 0,4$ . Todo ello abunda en la idea de que la pérdida de resistencia debe ser muy importante para que se produzca licuación por flujo.



**Fig. 20** - Relación de pérdida de resistencia en función de  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  según Sadrekarimi y Olson (2011). Tomada de Robertson (2017)

### 3.4 – Determinación de la susceptibilidad frente a la licuación

#### 3.4.1 – Ensayos de laboratorio

Tras el terremoto de Niigata<sup>19</sup> (1964) la comunidad científica comenzó un estudio intensivo del fenómeno observado, intentando establecer un cuerpo de doctrina teórica y una metodología de ensayos de laboratorio para poder determinar el comportamiento de los suelos frente a la acción dinámica.

Se obtuvieron una serie de conclusiones que permitieron establecer importantes principios del comportamiento de los materiales<sup>20</sup>, pero también se pudo comprobar que realizar ensayos de laboratorio no era la mejor forma de caracterizar la susceptibilidad de los materiales frente a la licuación, debido a que los resultados obtenidos estaban muy influenciados por múltiples aspectos de su ejecución (saturación de la muestra, densidad alcanzada y calidad y representatividad de la muestra<sup>21</sup>) según se puede ver en la Figura 21.

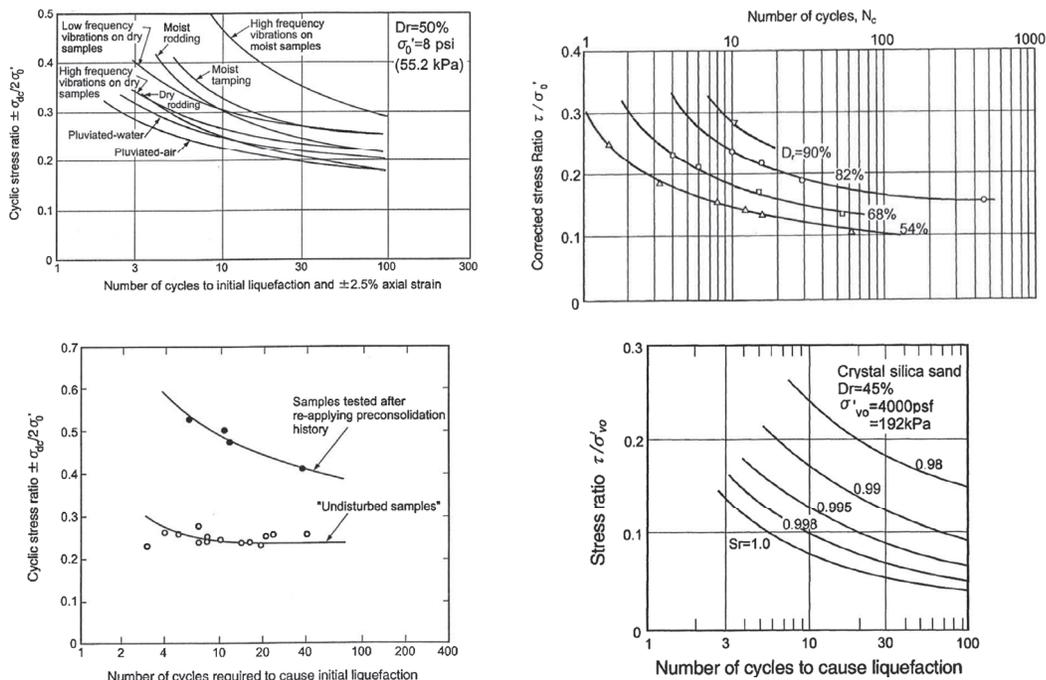
En cualquier caso, la importancia de los ensayos de laboratorio, como elemento para comprender el fenómeno de la licuación o para el análisis de determinados aspectos concretos, no es cuestionable, aunque su empleo directo en los diseños de los depósitos mineros actuales es más discutible.

Por este motivo se planteó la necesidad de determinar la posible susceptibilidad de los materiales frente a la licuación por flujo, para los diseños de obras a ejecutar, en función de los resultados de ensayos “in situ”, dejando la realización de ensayos de laboratorio para fines más académicos y científicos.

<sup>19</sup> El sismo, de magnitud 7,6, produjo la licuación por movilidad cíclica de las arenas del entorno del río Shinano, observándose unos llamativos conos de arena y produciéndose el famoso asiento y vuelco de los edificios de apartamentos Kawagishi-cho.

<sup>20</sup> En su inicio los científicos asociaban únicamente la licuación de los materiales a la acción sísmica, estudiando implícitamente la movilidad cíclica.

<sup>21</sup> La toma de muestras “inalteradas” en unos materiales flojos/muy flojos, unido a su carácter no plástico, es altamente compleja y de elevado coste.



**Fig. 21** - Ejemplos de la influencia de la forma de ejecución de los ensayos de laboratorio en los resultados obtenidos (diferentes autores <sup>22</sup>)

### 3.4.2 – Ensayos de campo. CPTu

En Seed e Idriss (1971) plantean un método simplificado para evaluar el riesgo de licuación de un terreno sometido a una acción dinámica, como relación entre la resistencia dinámica de un suelo (CRR *Cyclic Resistance Ratio*) y la acción sísmica equivalente (CSR *Cyclic Stress Ratio*).

Para la determinación de CRR se dispone de unas formulaciones que permiten interpretar los resultados de los ensayos SPT y CPT, a los que se le deben aplicar numerosas correlaciones y ajustes.

En cualquier caso, esta metodología estaba orientada al análisis de la licuación por movilidad cíclica ya que estaba claramente asociada a una acción sísmica, por lo que no era directamente aplicable a un estudio de licuación por flujo.

Por otro lado, los resultados obtenidos al realizar un ensayo SPT están fuertemente condicionados por la práctica empleada por el operario que los realiza. Aspectos tales como la limpieza del sondeo, el empleo de fluidos de perforación que establezcan el sondeo, el buen estado del varillaje, energía realmente aplicada, etc. son fundamentales e influyen notablemente en los resultados. Si adicionalmente se pretende realizar el SPT en unos suelos no plásticos con naturaleza floja a muy floja, como son los terrenos que se deben analizar, la dificultad de obtener unos resultados fiables es muy superior.

Por este motivo, el empleo de los ensayos de penetración estática continua mediante el uso del CPTu se ha popularizado, convirtiéndose en el procedimiento de investigación más habitualmente empleado y el recomendado por los autores.

<sup>22</sup> De izquierda a derecha y de arriba abajo: Mulilis *et al* (1975), De Alba *et al* (1976), Mori *et al* (1978) y Martin *et al* (1978).

La metodología de ejecución del ensayo, así como la descripción del penetrómetro, se escapa del contenido del presente escrito, pero tiene unas características que lo hacen muy apropiado para la caracterización del comportamiento de los materiales frente a licuación por flujo:

- El rango de aplicabilidad de los terrenos en los que se puede emplear el CPTu son los suelos con una capacidad portante de muy baja a baja, presentando rechazo en suelos más competentes. Estos materiales son similares a los que pueden sufrir licuación por flujo.
- Los resultados de los ensayos presentan una repetitividad muy elevada, lo que los hacen muy confiables.
- Al no requerir la ejecución de un sondeo, su costo y velocidad de ejecución es competitivo.
- La comunidad científica dispone de un gran número de resultados lo que permite crear un cuerpo de doctrina aplicable en los proyectos.

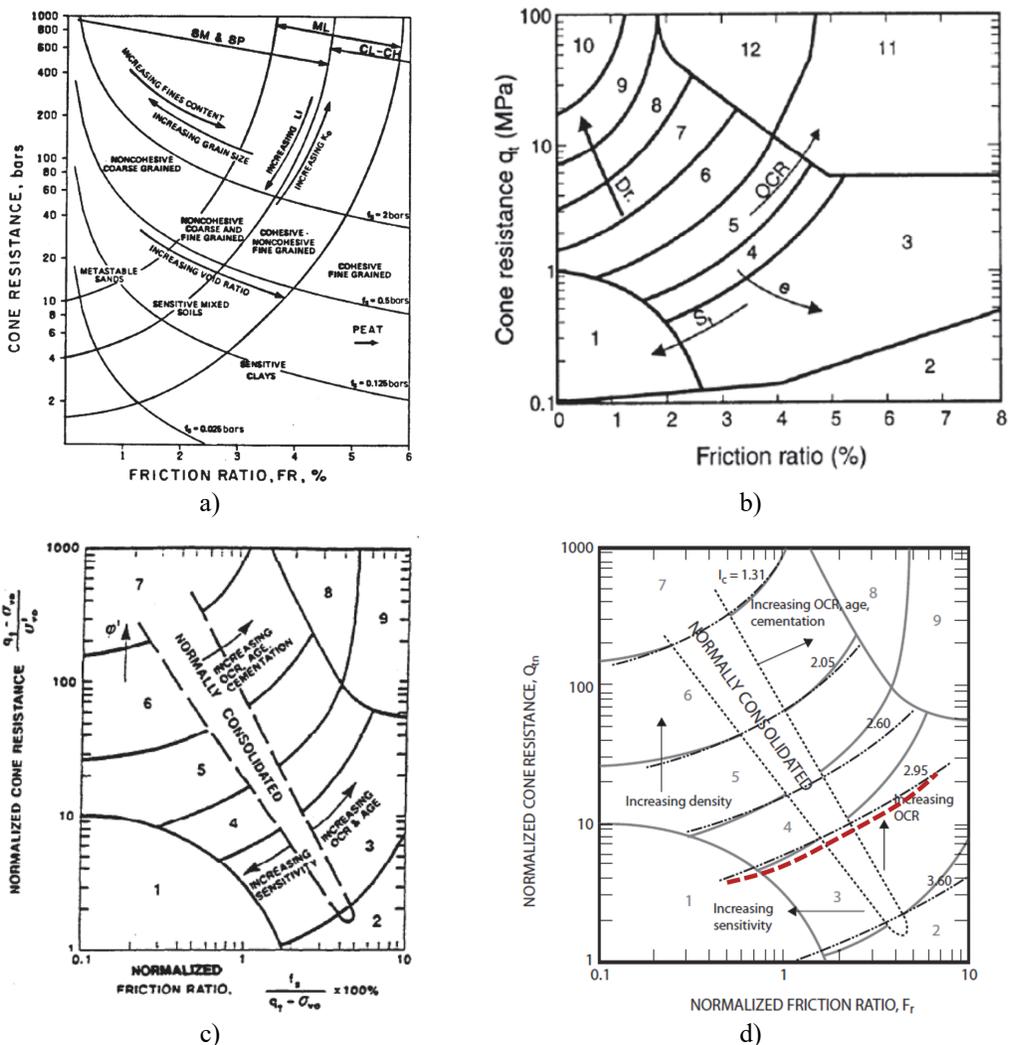


Fig. 22 - Interpretación de los ensayos CPTU según: a) Douglas y Olsen (1981) b) Robertson *et al* (1986) c) Robertson (1990) d) Robertson (2010)

Por todo lo anterior, se estudia a continuación la susceptibilidad de los materiales frente a licuación por flujo mediante el empleo de los ensayos CPTu.

Empleando directamente los resultados obtenidos en los ensayos CPTu, es decir la resistencia del cono y del manguito de fricción<sup>23</sup>, Douglas y Olsen (1981) establecen en su gráfico la clasificación de los materiales en función de su naturaleza (Figura 22a).

En Robertson *et al* (1986) se modifica dicho gráfico y se introduce el concepto SBT (*Soil Behaviour Type*) mediante el que los suelos se clasifican en 12 diferentes categorías<sup>24</sup> (Figura 22b).

Robertson (1990) modifica el gráfico de 1986, normalizando tanto la resistencia del cono como la del manguito (Figura 22c), siendo:

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0} \quad (4)$$

$$F_r = [(f_s/(q_t - \sigma_{v0})) \cdot 100\% \quad (5)$$

Jefferies y Davies (1993) observan que el gráfico de Robertson (1990) se puede analizar mediante unas circunferencias concéntricas que definen, de forma muy aproximada, los diferentes límites de comportamiento del suelo, definiéndose el índice  $I_c$  según la siguiente expresión de Robertson y Wride (1998):

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (6)$$

Diferentes autores proponen que en la expresión anterior se debería sustituir el valor de la resistencia normalizada del cono  $Q_t$  por otra en la que la normalización tenga presente la naturaleza<sup>25</sup> del suelo  $Q_{tn}$  según la siguiente expresión:

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (7)$$

$$n = 0,381 \cdot I_c + 0,05 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) - 0,15 \quad (8)$$

A partir de la superposición de los valores de  $I_c$  en el gráfico de Robertson (2010) se puede ver (Figura 22d) que los valores de  $I_c$  correspondientes a materiales tipo arcilla serán  $I_c > 3$ , mientras que los materiales tipo arena y de transición serán  $I_c < 3$ .

En Robertson (2016) se completa el gráfico anterior incorporándose dos aspectos muy importantes en el análisis de la susceptibilidad frente a la licuación. Por un lado se clasifican los materiales en función del comportamiento drenado, no drenado o parcialmente drenado durante los ensayos CPTu. Por otro lado se determina el carácter contractivo o dilatante de los materiales pasándose a clasificar los suelos<sup>26</sup> como “tipo arcilla”, “tipo arena” y “transicional”.

El valor límite que diferencia entre la naturaleza contractiva (C) y dilatante (D) es el índice CD = 70, siendo éste obtenido con la expresión:

$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_r)^{17} \quad (9)$$

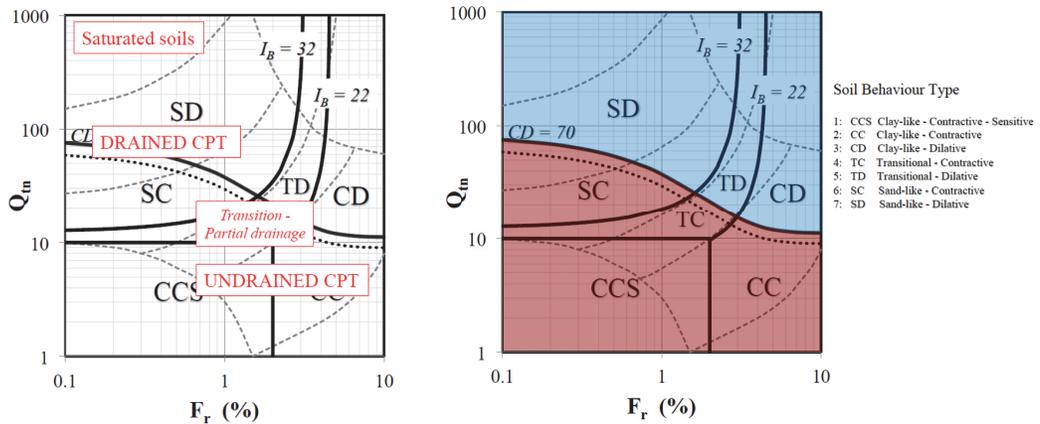
<sup>23</sup> Los registros que se obtienen durante el ensayo son  $q_c$  (resistencia por la punta),  $f_s$  (resistencia en el manguito de fricción) y  $u_2$  (presión intersticial en la piedra porosa).  $q_t = q_c + u_2(1 - a)$  siendo “a” el área del cono.

<sup>24</sup> A modo de simple referencia: SBT = 3 corresponde a arcillas y SBT = 9 a arenas.

<sup>25</sup> Se propone  $n = 0,5$  para arenas limpias,  $n = 1$  para arcillas y valores intermedios para arenas limosas y limos. En cualquier caso  $n \leq 1$ .

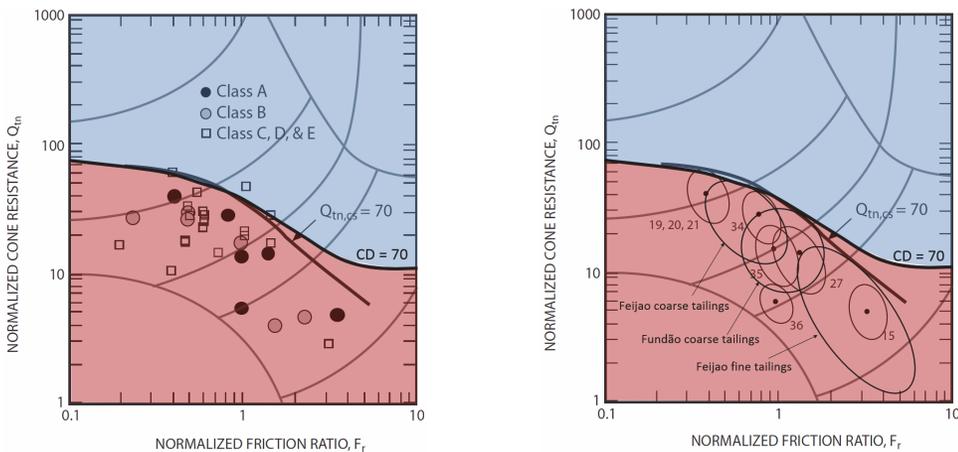
<sup>26</sup> Schneider *et al* (2012) sugieren que la separación entre tipos de comportamientos se ajusta mejor a una ley hiperbólica en la gráfica doble logarítmica de  $Q_m$  y  $F_r$ , proponiéndose la expresión  $I_B = 100(Q_{tn} + 10)/(Q_{tn}F_r + 70)$

Por lo tanto, al tener los suelos susceptibles de licuar una naturaleza contractiva, según se desarrolló en el apartado 2, se puede suponer que los terrenos que pueden sufrir licuación por flujo se situarán bajo la línea de  $CD = 70$  de la Figura 23, indicándose en sombreado rojo.



**Fig. 23** - Gráfico para analizar los CPTu según su comportamiento frente a la licuación por flujo. Robertson (2016)

Para comprobar dicha suposición, en la Figura 24, se superponen los resultados de los casos históricos<sup>27</sup> recogidos por Olson y Stark (2002) y Robertson (2010), así como los de las últimas roturas de Fundão (2015) y Feijao (2019), en las figuras de interpretación de los ensayos CPT en función de su carácter dilatante y contractivo ( $CD = 70$ ). Se puede observar que todos los casos se sitúan en la zona contractiva ( $CD < 70$ ).



**Fig. 24** - Superposición de los datos históricos aportados por Olson y Stark (2002), Robertson (2010) y Robertson (2021) en el gráfico de comportamiento del material según Robertson (2016). Modificado por los autores.

<sup>27</sup> En el artículo Olson y Stark (2002) se clasifican los eventos en función de la “calidad” de los ensayos disponibles. Categoría A corresponde a eventos con registros de ensayos CPT eléctricos y manguito de fricción. Categoría B a CPT mecánicos o eléctricos sin manguito. Las categorías C (SPT), D (Densidad relativa) y E (otros) cuando los valores de penetración estática se han estimado en función de otros ensayos.

Por todo lo anterior se puede inferir que mediante el análisis de los resultados obtenidos con una campaña de piezoconos (CPTu), y aplicándose la metodología anteriormente expuesta, se puede estimar, con razonable precisión, si el material es susceptible de licuación por flujo.

### 3.5 – Determinación de la resistencia post-licuación

#### 3.5.1 – Profundidades reducidas o medias

En el apartado 2 (véase por ejemplo la Figura 7) se ha indicado que las tensiones de corte del material, cuando la trayectoria de tensiones efectivas alcanza la superficie de licuación por flujo, se vuelven altamente inestables y disminuyen hasta alcanzar el valor de la resistencia post-licuación<sup>28</sup>.

Es necesario, por lo tanto, poder estimar un valor de diseño de su resistencia post-licuación para aquellos materiales que se han considerado susceptibles de licuar (dominio sombreado en rojo en Figura 23).

Como no podía ser de otra manera, para estimar la resistencia de un suelo se debe distinguir entre un comportamiento drenado ( $I_c < 2,6$ ) o de transición ( $2,6 < I_c < 3$ ) y uno no drenado ( $I_c > 3$ ), siempre referido al comportamiento en un ensayo CPTu.

##### 3.5.1.1 – Comportamiento drenado o de transición (tipo-arena)

Para los suelos con  $I_c \leq 3$ , Robertson (2010), a partir de los datos históricos aportados por Olson y Stark (2002) y Robertson (2010), ajusta una ley de resistencias en función de la resistencia del cono normalizada equivalente en arena limpia ( $Q_{tn,cs}$ ) que se obtiene a partir de  $Q_{tn}$  con la siguiente expresión:

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (10)$$

La formulación exacta y aproximada del valor de  $K_c$  para valores de  $I_c \leq 3$  se indica a continuación, mostrándose en la Figura 25 su representación gráfica. Obviamente, el valor de  $K_c$  aumenta a medida que el contenido de finos es superior y por lo tanto  $I_c$  adopta valores más elevados.

$$K_c = 1,8346I_c^5 - 23,673I_c^4 + 124,02I_c^3 - 320,616I_c^2 + 405,821I_c - 199,97 \quad (11)$$

$$K_c \approx 15 - \frac{14}{1 + \left(\frac{I_c}{2,95}\right)^{11}} \quad (12)$$

Para la determinación de la resistencia post-licuación la expresión que propone Robertson (2010) es la siguiente (Figura 26):

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = (0,02199 - 0,0003124Q_{tn,cs}) / \left(1 - 0,02676Q_{tn,cs} + 0,0001783(Q_{tn,cs})^2\right) \quad (13)$$

Jefferies y Been (2016) modifican la expresión anterior y proponen la siguiente (Figura 26):

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = 0,0055 \cdot e^{0,05Q_{tn,cs}} \quad (14)$$

<sup>28</sup> También es frecuentemente denominada como resistencia en el estado crítico, resistencia residual, resistencia a grandes deformaciones o resistencia en condición de flujo permanente.

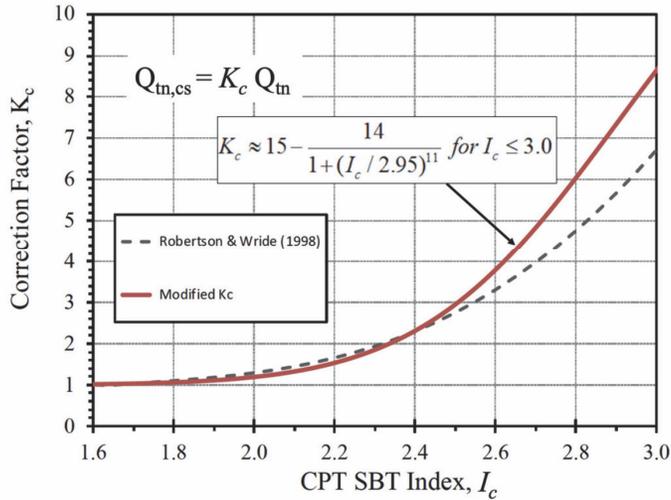


Fig. 25 - Determinación del parámetro  $K_c$  según Robertson (2021)

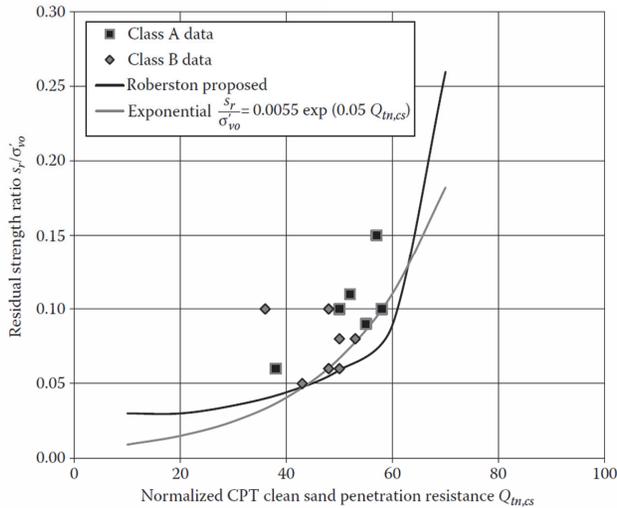


Fig. 26 - Resistencia post-licuación en función de  $Q_{tn,cs}$  según Robertson (2010) y Jefferies y Been (2016)

Finalmente, Robertson (2021) modifica las expresiones anteriores y plantea la siguiente:

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = 0,0007 \cdot e^{0,084Q_{tn,cs}} + 0,3/Q_{tn,cs} \quad (15)$$

Dibujando los resultados de las resistencias post-licuación estimadas en los diferentes casos históricos reportados por Olson y Stark (2002), Robertson (2010) y Robertson (2021) se puede ver en la Figura 27 que la formulación (15) representa una envolvente segura de diseño.

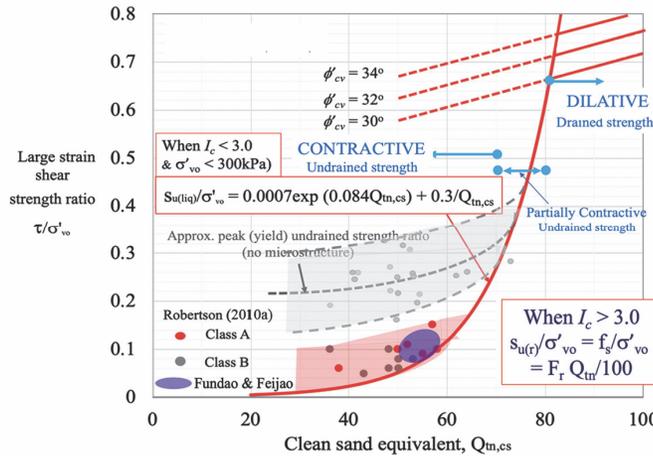


Fig. 27 - Resistencia post-licuación en función de  $Q_{tn,cs}$  según Robertson (2021)

### 3.5.1.2 – Comportamiento no drenado (tipo-arcilla)

Para los suelos con comportamiento tipo arcilla ( $I_c > 3$ ), Robertson (2010 y 2021) indica que su resistencia post-licuación está en función de  $Q_{tn}$  proponiendo la siguiente expresión:

$$\frac{S_u(r)}{\sigma'_{vo}} = \frac{f}{\sigma'_{vo}} = (F_r Q_{tn})/100 \quad (16)$$

### 3.5.1.3 – Determinación del valor de diseño. Análisis estadístico

Combinando el gráfico de Robertson (2016), mostrado en la Figura 23, con la resistencia residual estimada con Robertson (2021) se obtienen en Figura 28 los contornos para diferentes valores de  $S_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$ .

En la propia Figura 28, en su parte derecha, se incluye un ejemplo de los resultados obtenidos con un CPTu. Cada punto de los representados corresponde a un registro en un ensayo CPTu, y en función de su posición se puede estimar su susceptibilidad a la licuación por flujo y el valor de su resistencia post-licuación en el caso de que fuese susceptible.

Tomando los resultados de la resistencia post-licuación de los ensayos CPTu disponibles de los suelos que presentan susceptibilidad frente a licuación, se puede hacer un sencillo estudio estadístico para obtener el valor de diseño<sup>29</sup> (Figura 29).

En una interpretación<sup>30</sup> tipo MC elemental y simplificada, en función de los valores  $S_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  obtenidos se muestra en la Figura 30 el valor del ángulo de rozamiento interno equivalente.

<sup>29</sup> Es habitual emplear el valor que es superado por el 80% de los resultados.

<sup>30</sup> Es bien conocido que las trayectorias tensionales efectivas en un cálculo sin drenaje en un modelo constitutivo tipo Mohr-Coulomb son necesariamente verticales, debido al dominio elástico donde se desarrollan, hasta que alcanzan la superficie de fluencia, que en este modelo de comportamiento coincide con la de rotura.

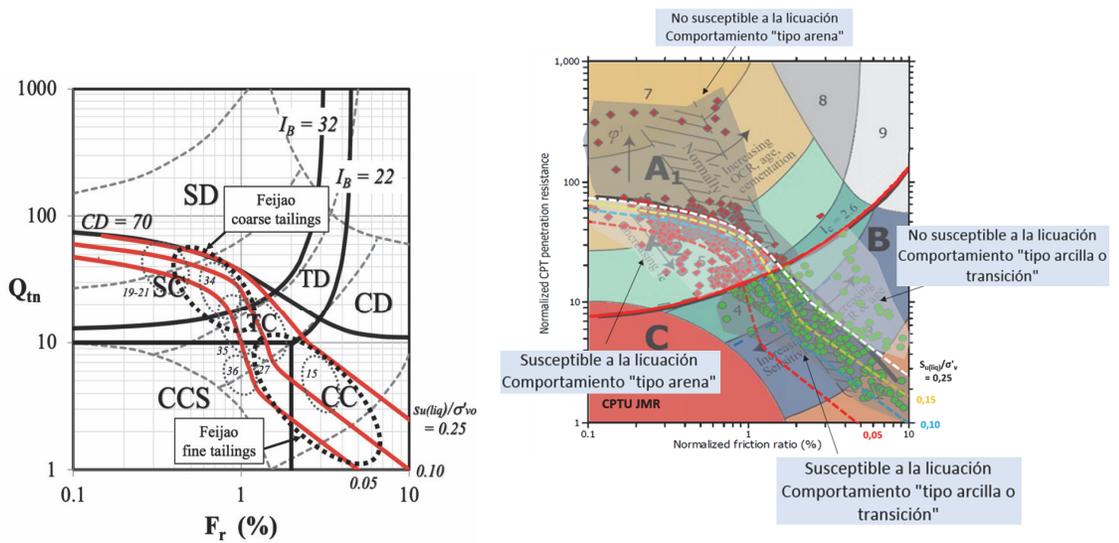


Fig. 28 - Resistencia post-licuación en función del gráfico SBT (Robertson, 2021)

**RESISTENCIA NO-DRENADA RESIDUAL NORMALIZADA  
RELAVES DE CUBETA**

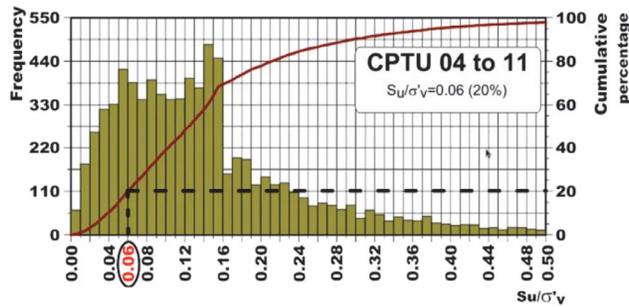
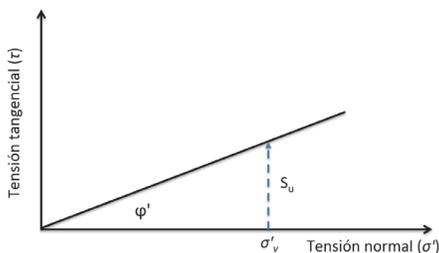


Fig. 29 - Ejemplo de estudio estadístico de la resistencia post-licuación. (Verdugo *et al*, 2014)



$S_u/\sigma'_v$	$\phi'$ (°)	$S_u/\sigma'_v$	$\phi'$ (°)
0.00	0.0	0.13	7.4
0.01	0.6	0.14	8.0
0.02	1.1	0.15	8.5
0.03	1.7	0.16	9.1
0.04	2.3	0.17	9.6
0.05	2.9	0.18	10.2
0.06	3.4	0.19	10.8
0.07	4.0	0.20	11.3
0.08	4.6	0.21	11.9
0.09	5.1	0.22	12.4
0.10	5.7	0.23	13.0
0.11	6.3	0.24	13.5
0.12	6.8	0.25	14.0

Fig. 30 - Interpretación MC de la relación  $S_u(l_{liq})/\sigma'_v$

### 3.5.2 – Profundidades elevadas

En la actualidad los depósitos de residuos son cada vez de mayor altura, superando ampliamente los 50 m. Sin embargo es muy infrecuente disponer de datos de ensayos CPTu con unas profundidades superiores a 35-45m.

Surge, por lo tanto, la razonable duda de la aplicabilidad de los resultados del apartado anterior a las zonas donde existen unas presiones de confinamiento importantes ( $> 3\text{atm}$ ). La respuesta a esta cuestión se puede encontrar en la Figura 17 y similares.

La forma de dichas curvas de estado crítico (CSL) tienen una influencia fundamental en la estimación de las resistencias post-licuación según se puede ver claramente en los resultados con la arena silíceica ( $Q \approx 10$ ) a tres diferentes presiones efectivas.

En la Figura 18 y la Tabla 1 se puede ver cómo la muestra A presenta un valor de  $I_B \approx 90\%$ , la B un  $I_B \approx 40\%$  y la C un  $I_B \approx 20\%$ . Es decir, la pérdida de resistencia en la A es muy superior a la de la muestra C, por lo que el comportamiento de la muestra A es mucho más frágil y peligroso.

Como es lógico, en función de la posición relativa de la muestra analizada respecto a las curvas CSL se establece una relación  $p'_0$  (estado tensional inicial) y  $p'_{cs}$  (estado tensional en el estado crítico) que está íntimamente relacionada con la pérdida de resistencia  $I_B$ .

Estos resultados ilustran que los suelos muy flojos y contractivos van perdiendo fragilidad a medida que se hace mayor la presión de confinamiento, aumentando su relación  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  como se muestra en la Figura 20.

Schnaid *et al* (2013) sugieren que a cierto nivel de tensiones los suelos tipo-arena muy flojos, frágiles y contractivos, se van transformando en más dúctiles y estables, con un comportamiento más similar a los suelos tipo-arcilla. Robertson (2017) indica que a grandes presiones el valor de  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  se van acercando a un valor comprendido entre 0,2 y 0,3 (según la Figura 20). Como valor de diseño, Robertson (2021) plantea emplear un valor de 0,22 a 0,25.

Esto no quiere decir que no se produzcan pérdidas de resistencia a grandes profundidades, sino que estas disminuciones de resistencia no traerán asociados roturas frágiles similares a las históricamente referenciadas y tendrán un comportamiento más dúctil.

Esta transición está asociada al cambio de pendiente de la curva CSL que, como se ha indicado, está en función de la naturaleza del material.

Robertson (2017) recomienda emplear, para los residuos mineros teniendo en cuenta su compresibilidad (*silty tailings*), la curva de estado crítico que se muestra en la Figura 31. En ella se puede ver que el comportamiento frágil se reduce sensiblemente a partir de 3 atmósferas (300 kPa).

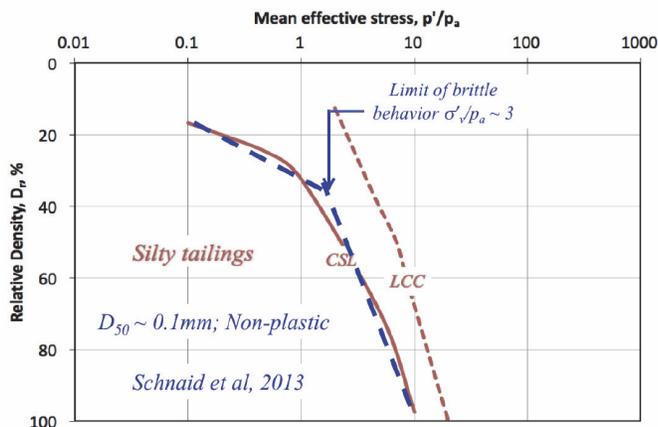


Fig. 31 - Curva de estado crítico asociado a los residuos mineros (Robertson, 2017)

### 3.6 – Metodología de diseño recomendada

Tal y como se ha mostrado en el apartado 2, la iniciación de un proceso de licuación por flujo, que suele tener naturaleza catastrófica y súbita, puede deberse a procesos tensionales de carga o descarga, de carácter dinámico o estático y a procesos de deformación impuesta por deslizamientos basales<sup>31</sup>.

Por este motivo, obtener la garantía suficiente de que un material susceptible de licuar no lo haga a lo largo de la vida del depósito no parece suficiente.

Siendo conocedores de los esfuerzos de modelización numérica que se están realizando para obtener modelos constitutivos de comportamiento que puedan reproducir el fenómeno de la licuación por flujo,<sup>32</sup> los autores aconsejan realizar los diseños de los depósitos de residuos con modelos más sencillos y robustos.

El empleo de modelos avanzados de comportamiento<sup>33</sup> se recomienda únicamente en aquellos casos en los que se necesita la realización de una investigación detallada del fenómeno, como así se requiere en los estudios periciales de depósitos fallados.

La metodología de estudio que se recomienda tiene dos aspectos fundamentales según sea un diseño de un depósito nuevo a construir o de uno ya en servicio.

En el caso de estar en la fase de diseño, es importante que éste tenga presente las siguientes líneas generales.

Tal y como se ha indicado, la licuación por flujo únicamente se produce cuando la sollicitación cortante del material, en condiciones permanentes, es superior a su valor de resistencia sin drenaje a grandes deformaciones.

En los croquis de la Figura 32 se pueden ver tres situaciones de diseño diferentes<sup>34</sup>.

La situación de las figuras superiores corresponde a un depósito de residuos con un talud exterior de inclinación pronunciada. En el punto I la sollicitación a cortante  $q_{estatica}$  es importante. Si el material tiene un comportamiento como el marcado por la trayectoria IA (verde) no se producirá la licuación por flujo. En el caso de que el material siga la trayectoria IB (amarilla) existirá una pérdida de resistencia del 20% ( $I_B = 0,2$ ) pero, aun así, el depósito será estrictamente estable. Finalmente, si el material tiene un comportamiento IC (rojo) la pérdida de resistencia será muy importante ( $I_B = 0,6$ ) y el depósito será manifiestamente inestable.

En el caso del depósito de las figuras centrales, la pendiente del talud exterior es mucho más reducida por lo que la sollicitación cortante  $q_{estatica}$  es moderada. Si el material tiene un comportamiento IA (verde) seguirá siendo estable. En el caso de que el material se comporte según IB (amarillo) aunque se siga produciendo una pérdida de resistencia  $I_B = 0,2$  el depósito será estable. Con un comportamiento tipo IC (rojo) el relleno será inestable.

Por último, en el caso del depósito de las figuras inferiores, con una pendiente similar al central, pero en el que se le ha dispuesto un refuerzo de material granular competente, la sollicitación  $q_{estatica}$  se ha reducido sensiblemente. En todos los tipos de comportamiento, incluido el IC, el depósito será estable, aunque las pérdidas de resistencia sean tan importantes como en los casos anteriores.

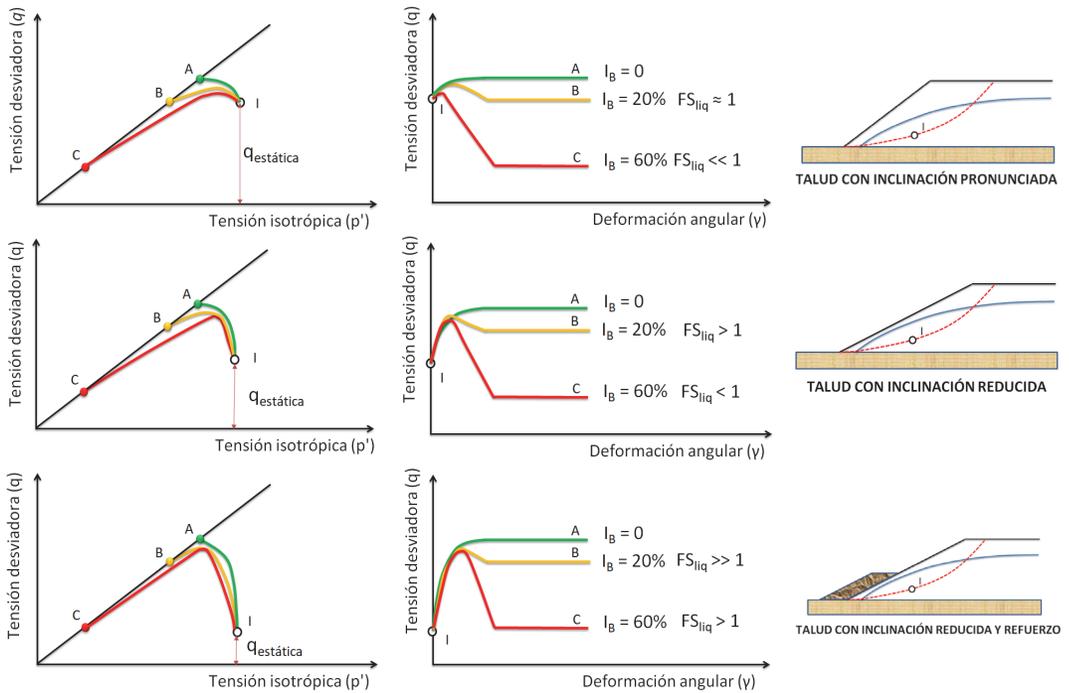
Es claro, como no podía ser de otra manera, que el diseño realizado influye muy notablemente en la seguridad del depósito, ya que un mismo material depositado en diferentes configuraciones geométricas puede comportarse de forma estable o no. Es decir, un material puede sufrir una importante pérdida de resistencia pero no tiene siempre que llevar aparejado la ruina del depósito.

<sup>31</sup> En la rotura de Fundão en 2015 se considera que la licuación de las arenas se produjo por la deformación lateral impuesta por un nivel acunado de lamas.

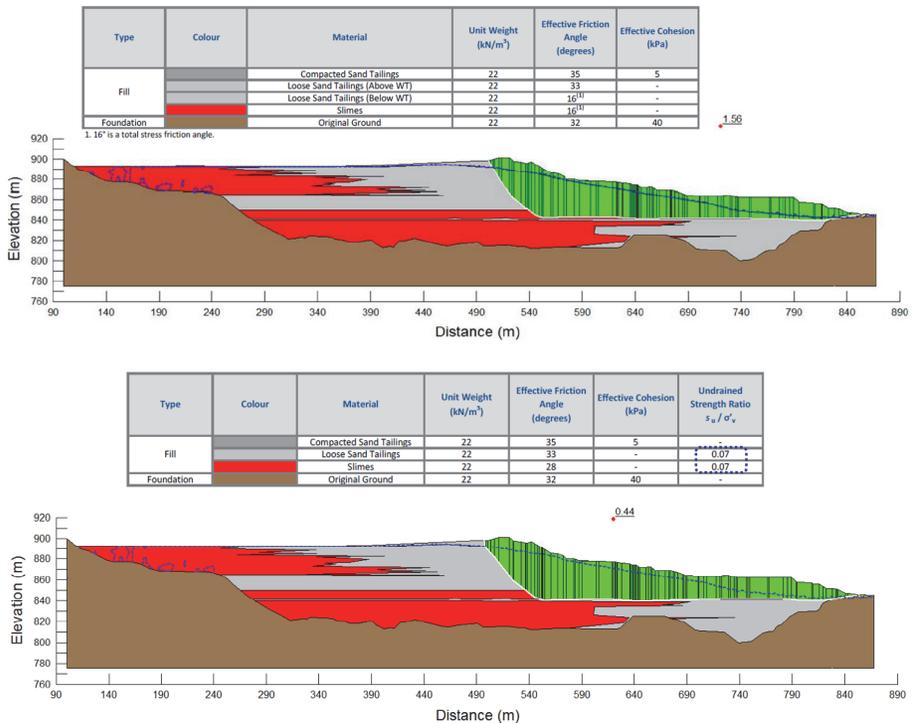
<sup>32</sup> Véase por ejemplo Ledesma *et al* (2021).

<sup>33</sup> En general estos modelos avanzados requieren el empleo y calibración de numerosas variables de estado y parámetros geotécnicos de los materiales, lo que los hace poco aplicables en los diseños reales de los depósitos.

<sup>34</sup> En los tres casos la resistencia a grandes deformaciones de los materiales A, B y C son siempre las mismas.



**Fig. 32 - Croquis conceptuales de diseño**



**Fig. 33 - Análisis de la estabilidad del depósito de Fundão (Morgenstern *et al*, 2016)**

Por otro lado, en el caso de que el depósito esté en fase de ejecución la metodología recomendada para comprobar su seguridad debe basarse en las siguientes consideraciones.

Se debe realizar una campaña importante<sup>35</sup> de reconocimiento mediante ensayos CPTu y comprobar la susceptibilidad a licuación por flujo mediante los métodos indicados en el apartado 3.4.2.

En el caso de que se considere que los materiales pueden licuar, se deberá suponer que esta circunstancia puede darse durante la vida de la obra y se deberá estimar la resistencia post-licuación de los materiales, distinguiendo su valor en función de la profundidad.

Finalmente se estimará su seguridad con procedimientos robustos de cálculo (Figura 33) lo que permitirá tomar las medidas de refuerzo oportunas, si así se considera necesario.

#### 4 – CONCLUSIONES

La actividad minera demanda cada vez depósitos de residuos más extensos y de mayor altura para poder acumular los materiales sin aprovechamiento económico.

En los últimos 40 años se han venido sucediendo roturas repentinas de algunos de estos depósitos con los consiguientes daños económicos y medioambientales, produciéndose también pérdidas de vidas humanas.

El fenómeno asociado a dichas roturas es la denominada licuación por flujo y está íntimamente relacionado con la naturaleza contractiva y no plástica de los materiales de residuo, debido en parte a su forma de vertido en el depósito.

Se puede considerar que existe un cuerpo de doctrina científica que explica y describe razonablemente este fenómeno, por lo que debería ser conocido por todos los responsables en el diseño y explotación de estos depósitos de residuos.

Por otro lado, en el caso de que se requiera la caracterización del material de un depósito existente, y así poder determinar si es susceptible de licuar por flujo, se recomienda llevar a cabo una extensa campaña de reconocimiento con ensayos CPTu y aplicar la metodología propuesta por Robertson (2016) que sitúa el umbral de licuación bajo la línea  $CD = 70$ .

La determinación de la resistencia post-licuación, en el caso de que exista material susceptible de la misma a presión menor de 3 atm, se podrá estimar mediante el gráfico de Robertson (2021), realizándose un estudio estadístico posterior para tomar el valor de  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  de diseño. A mayores presiones se puede realizar un perfil de  $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$  que proporcione el valor de diseño hasta 3 atm y se incremente luego linealmente hasta alcanzar valores de 0,22 a 0,25 a profundidades elevadas (presiones equivalentes del orden de 10 atm).

En cualquier caso, no se debe olvidar que la idea fundamental del presente documento ha sido aproximar el campo teórico y el práctico cuando se realiza un diseño o se evalúa un depósito existente o en construcción, facilitando al ingeniero la labor de búsqueda de información y exponiendo el marco teórico con una única línea conceptual. De esta forma cualquier ingeniero, aunque no sea experto en la materia, debería poder comprender el fenómeno de la licuación por flujo y analizar de forma crítica el diseño de un depósito de residuos mineros.

Finalmente cabe indicar que el diseño y estudio de los depósitos mineros, mediante el empleo de procedimientos robustos y confiables de cálculo, deberá ser realizado, sin embargo, por ingenieros con experiencia en el tema. VALE.

#### 5 – AGRADECIMIENTO

El autor desea agradecer vivamente la colaboración totalmente desinteresada en la redacción de este artículo de P.K. Robertson, profundo conocedor del fenómeno de la licuación por flujo,

---

<sup>35</sup> La elevada responsabilidad económica y en vidas humanas de estas obras así lo requiere.

quien ha revisado, comentado y validado este documento, aportando incluso el original de alguna de las gráficas mostradas.

## 6 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Been, K.; Jefferies, M.G. (1985). *A state parameter for sand*. Geotechnique, 35, 99-112.
- Bishop, A. (1973). *The stability of tips and spoil heaps*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 6, 335-376.
- Bolton, M.D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique, 36(1): 65–78
- Boulanger, R. (2003). *High overburden stress effects in liquefaction analyses*. J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 129(12), 1071–082.
- Castro, G. (1969). Liquefaction of sand. Ph.D. thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University, Cambridge, Mass.
- De Alba, P.; Seed, H.; Chan, C. (1976). *Sand Liquefaction in Large Simple Shear Tests*. Jour. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT9, Proc. Paper 12403, Sept., pp. 909-927.
- Douglas, J.B.; Olsen, R.S. (1981). *Soil Classification using Electric Cone Penetrometer*. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, pp. 209-227
- Jefferies, M.G.; Been, K. (2006). *Soil liquefaction. A critical state Approach*. Taylor and Francis, London.
- Jefferies, M.G.; Been, K. (2016). *Soil liquefaction. A critical state approach. 2nd ed.* Taylor and Francis, London.
- Jefferies, M. G.; Davies, M. P. (1993). *Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60*. Geotech. Test. J., 16(4), 458–468.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Ledesma, O.; Manzanal, D.; Sfriso, A. (2021). *Formulation and numerical implementation of a state parameter-based generalized plasticity model for mine tailings*. Computers and Geotechnics. Volume 135.
- Martin, G.; Finn, W.; Seed, H. (1978). *Effects of system compliance on liquefaction testes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104 (GT4) (1978)
- Mogami, T.; Kubo, K. (1953). *The behaviour of soil during vibration*. Proc., 3rd International Conference On Soil Mechanics and Foundation. Vol. 1, PP. 152-155.
- Morgenstern, N.; Vick, S.; Viotti, C.; Watts, B. (2016). *Fundao Tailings Dam Review Panel: report on the immediate causes of the failure of the Fundao Dam*.
- Mori, K.; Seed, H.; Chan, C. (1978). *Influence of sample disturbance on sand response to cyclic loading*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(3), 323-339.
- Mulilis, J.; Chan, C.; Seed, H. (1975). *The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands*. College of Engineering. University of California.
- Olson, S. M.; Stark, T.D. (2002). *Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories*. Can. Geotech. J., 39, 629–647.

- Olson, S. M.; Stark, T.D. (2003). *Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129, 727-737.
- Robertson, P.K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), 151–158.
- Robertson, P.K. (2010). *Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE.
- Robertson, P.K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update*. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927.
- Robertson, P.K. (2017). *Evaluation of flow liquefaction: influence of high stresses*. In Proceedings of the 3rd International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Vancouver.
- Robertson, P.K. (2021). *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update*. Canadian Geotechnical Journal. 00: 1-5 (0000)
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D.; Greig, J. (1986). *Use of Piezometer Cone Data*. Proceedings of American Society of Civil Engineers, ASCE, In-Situ 86 Specialty conference, Blacksburg, 23-25 June 1986, 1263-1280
- Robertson, P.K.; Wride, C.E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the CPT*. Can. Geotech. J., 35(3), 442–459.
- Sadrekarami, A.; Olson, S. (2011). *Yield strength ratios, critical strength ratios, and brittleness of sandy soils from laboratory tests*. Canadian Geotechnical Journal. 48. 493-510. 10.1139/T10-078.
- Schnaid, F.; Bedin, J.; Viana da Fonseca, A.J.P.; Moura Costa Filho, L. (2013). *Stiffness and Strength governing the static liquefaction of tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE
- Schneider, J.A.; Hotstream, J.N.; Mayne, P.W.; and Randolph, M.F. (2012). *Comparing CPTU  $Q-F$  and  $Q-\Delta u_{2/\sigma_{vo}}$  soil classification charts*. Géotechnique Letters, 2(4): 209–215.
- Seed, H.B.; Idriss, I.M. (1971). *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division 97(9), 1249-1273
- Shuttle, D.; Cuning, J. (2007). *Liquefaction potential of silts from CPTu*. Can. Geotech. J., 44, 1–19.
- Verdugo, R.; Echevarría, J.; Peters, G.; Caro, G.; (2014). *Feasibility evaluation of converting a conventional tailing disposal in a thickened tailings deposit*. Paste 2014. Infomine. Canadá.

# VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR CRAVAÇÃO DE ESTACAS: MODELAÇÃO NUMÉRICA E VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

## Vibrations induced by pile driving: numerical modelling and experimental validation

Aires Colaço<sup>a</sup>, Pedro Alves Costa<sup>a</sup>, Cristiana Ferreira<sup>a</sup>, Cecília Parente<sup>a</sup>, António Silva Cardoso<sup>a</sup>

<sup>a</sup>CONSTRUCT-FEUP, Universidade do Porto, Porto, Portugal

**RESUMO** – As soluções de fundações indiretas são frequentemente utilizadas em edifícios localizados em cenários geotécnicos desfavoráveis. A cravação de estacas é uma possibilidade interessante para a sua materialização, com vantagens do ponto de vista económico e técnico. Contudo, é necessário assegurar que as questões ambientais, nomeadamente as vibrações geradas no meio envolvente, sejam devidamente acauteladas. Desta forma, os autores propõem uma ferramenta numérica para uma previsão atempada dos níveis de vibração induzidos. Esta ferramenta corresponde a um modelo axissimétrico FEM-PML, no qual os efeitos de não linearidade do comportamento do solo são considerados através de uma metodologia linear equivalente. Dada a complexidade do problema em apreço, foi desenvolvido e caracterizado um campo experimental para a validação da ferramenta numérica. O trabalho experimental desenvolvido incorpora ensaios laboratoriais e in-situ para a caracterização do solo e o registo das vibrações ocorridas durante a cravação das estacas. Foi alcançada uma concordância muito elevada entre resultados numéricos e experimentais, permitindo aferir a adequabilidade da ferramenta na previsão dos níveis de vibração induzidos pela cravação de estacas por impacto.

**ABSTRACT** – Deep foundations are frequently used for buildings founded over soils with weak geotechnical characteristics. From the economic and technical point of view, impact pile driving is one interesting possibility for its materialization. However, it is necessary to ensure that environmental requirements, namely ground-borne vibrations, are adequately met. For such purpose, the authors propose a numerical prediction tool for a prior prediction of the expected ground-borne vibrations levels. This tool corresponds to an axisymmetric FEM-PML approach, where the non-linear behavior of the soil is described by an equivalent linear methodology. Given the complexity of the problem, an experimental test site was developed and fully characterized for validation purposes. The experimental work comprises laboratory and in-situ soil characterization and measurement of vibrations induced during pile driving. A very good agreement was achieved in the comparison between numerical and experimental results, from which the proposed numerical approach can be considered a suitable tool for the prediction of ground-borne vibrations induced by impact pile driving.

**Palavras Chave** – Vibrações induzidas pela cravação de estacas; modelo numérico axissimétrico FEM-PML; Validação experimental.

**Keywords** – Ground-borne vibrations induced by pile driving; Axisymmetric FEM-PML approach; Experimental validation.

---

E-mails: aires@fe.up.pt (A. Colaço), pmbcosta@reit.up.pt (P. Costa), cristiana@fe.up.pt (C. Ferreira), cparente@fe.up.pt (C. Parente), a título póstumo (A. Cardoso)

ORCID: orcid.org/0000-0002-2224-8977 (A. Colaço), orcid.org/0000-0003-1237-0108 (P. Costa), orcid.org/0000-0001-5998-6220 (C. Ferreira), -, orcid.org/0000-0002-6025-4681 (C. Parente)

## 1 – 1. INTRODUÇÃO

Atualmente, e de acordo com dados das Nações Unidas, a população mundial é estimada em cerca de 7,3 mil milhões de pessoas, com cerca de 55% a viver em áreas urbanas. As projeções até ao ano de 2050 apontam para uma mudança gradual da população a viver em áreas rurais para áreas urbanas, o que, combinado com o crescimento geral que se verifica, significa um acréscimo de 2,5 mil milhões de pessoas a viver em áreas urbanas naquele ano horizonte (Nações Unidas, 2022). Esta evolução demográfica é responsável por uma elevada pressão sobre a indústria da construção, existindo uma crescente necessidade de ocupação do solo, muitas vezes com características geotécnicas precárias. Consequentemente, o dimensionamento das fundações dos edifícios tende a apresentar uma maior complexidade, recorrendo-se, frequentemente, a fundações indiretas.

A sustentabilidade do processo construtivo está intrinsecamente ligada ao incremento das exigências de qualidade, diminuição do tempo de execução e redução do impacto ambiental. O recurso a soluções pré-fabricadas pode desempenhar um papel fundamental para atingir estes objetivos. No caso específico das fundações indiretas, a implementação de soluções pré-fabricadas implica a cravação de estacas. Esta técnica milenar tem sido alvo de melhorias substanciais ao longo do tempo, sendo agora possível a cravação de estacas de elevado comprimento e secção, mesmo em solos medianamente competentes (FHWA, 2016). Contudo, a sua aplicação em larga escala e em ambiente urbano pode ser condicionada, não pela componente técnica, mas essencialmente pelas potenciais consequências nefastas no meio envolvente. De facto, a cravação de estacas requer uma considerável transferência de energia para o solo, o que, necessariamente, origina vibrações que podem interferir no funcionamento de equipamentos sensíveis, bem como na qualidade de vida das pessoas ou, em casos extremos, causar danos em edifícios próximos. Assim, a previsão, monitorização e controlo das vibrações são passos essenciais para a redução de efeitos perniciosos induzidos pelo processo de construção destas estacas.

No que respeita ao processo de previsão de vibrações no contexto descrito, e dada a complexidade do problema em causa, os primeiros estudos realizados foram baseados em métodos empíricos (Cleary e Steward, 2016; Massarsch e Fellenius, 2008; Attewell e Farmer, 1973; Attewell et al., 1992; Massarsch e Fellenius, 2015; Whyley e Sarsby, 1992; Grizi et al., 2018a). Recentemente, alguns autores abordaram este problema do ponto de vista numérico: Ramshaw et al. (2001) e Khoubani e Ahmadi (2014) propuseram um modelo axissimétrico baseado na combinação de elementos finitos e infinitos para a simulação do sistema estaca-solo. Uma técnica semelhante foi apresentada por Homayoun Rooz e Hamidi (2019), na qual os limites de truncatura do domínio foram tratados com base num aumento gradual do amortecimento do solo, de modo a obedecer à condição de Sommerfeld, isto é, a energia que lhe é transmitida não poderá regressar ao domínio de análise. Esta foi também a estratégia seguida por Sofiste et al. (2021) para lidar com as limitações do domínio discretizado, sendo que o modelo proposto diferencia-se do anterior por se tratar de um modelo formulado no domínio do tempo. Tendo em consideração que os níveis de deformação induzidos no solo nas proximidades do local de cravação são consideráveis, Masoumi et. al. (2009) apresentou um modelo de análise não linear baseado no acoplamento entre o método dos elementos finitos e o método dos elementos de contorno para a previsão dos níveis de vibração à superfície do maciço geotécnico. Incluindo igualmente a simulação do comportamento não linear do solo, Grizi et al. (2018b) tirou partido do programa comercial Plaxis 3D para estimar os níveis de vibração induzidos pela cravação de estacas por impacto.

A partir da literatura disponível, é evidente que o comportamento não linear do solo nas proximidades da estaca desempenha um papel relevante no campo de vibrações gerado. No entanto, a realização de análises não lineares com recurso a modelos no domínio da frequência não é possível, exigindo para o efeito modelos formulados no domínio do tempo, usualmente desafiantes do ponto de vista da eficiência computacional. Assim, existe a necessidade de uma abordagem alternativa de forma a dar resposta às exigências de análise e computacionais. Para tal, no presente trabalho é proposto um modelo formulado no domínio da frequência e baseado no Método dos Elementos

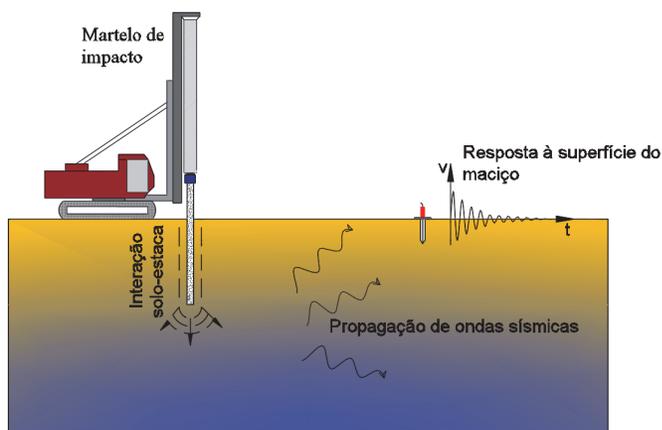
Finitos (MEF) com as seguintes especificidades: i) acoplamento do MEF com o método das camadas de absorção perfeita (PML - do inglês *Perfectly Matched Layer*) de forma a evitar reflexões espúrias para o domínio de análise; ii) definição das propriedades do solo em função do nível de distorção, ou seja, a realização de uma análise linear equivalente de modo a incorporar, ainda que de uma forma simplificada, o impacto do comportamento não linear do solo na resposta do sistema. A combinação destas duas características permite o desenvolvimento de uma ferramenta de previsão eficiente e robusta, evitando o recurso a modelos constitutivos avançados para a simulação do solo e a técnicas de análise complexas para resolver o sistema de equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo.

Dada a complexidade do problema em apreço, a validação experimental da metodologia numérica proposta (exposta na Secção 2) é uma etapa obrigatória. Para tal, foi desenvolvido um extenso conjunto de atividades experimentais, descritas na Secção 3, as quais podem ser agrupadas da seguinte forma: i) caracterização geotécnica *in situ* e laboratorial; ii) medição de vibrações durante as operações de cravação de estacas. A secção 4 é dedicada à validação experimental do modelo numérico, na qual os resultados provenientes da simulação numérica são comparados com os avaliados por via experimental. O presente artigo é finalizado com a Secção 5, na qual as principais conclusões são sumarizadas. De acordo com esta exposição geral, fica claro que existe um objetivo duplo no presente trabalho de investigação: a formulação e validação experimental de um modelo numérico integrado e a abrangente caracterização de um campo experimental. O último representa um relevante contributo para a comunidade técnica e científica que abordam o tema de vibrações induzidas por cravação de estacas, uma vez que os dados experimentais expostos podem ser usados na validação dos seus próprios modelos.

## 2 – MODELO DE PREVISÃO NUMÉRICO

### 2.1 – Generalidades

A previsão dos níveis de vibração induzidos por cravação de estacas envolve a modelação de um sistema complexo, composto por meios muito distintos, como são o caso do martelo, da estaca ou o solo. Dadas as notórias diferenças na mecânica dos vários meios, a escolha de um modelo numérico modular constitui uma opção atrativa para a modelação da globalidade do sistema. O modelo proposto é estruturado em dois módulos principais: o primeiro compreende o sistema estaca-solo, para o qual é considerado o método MEF-PML axissimétrico; o segundo diz respeito à simulação dinâmica do martelo. Existindo um problema de interação dinâmica entre o martelo e o



**Fig. 1** – Ilustração esquemática do sistema martelo-estaca-solo.

sistema remanescente, os dois modelos são acoplados, atendendo aos requisitos de equilíbrio e compatibilidade. A ilustração do problema em apreço é apresentada na Figura 1.

## 2.2 – Modelação numérica do sistema estaca-solo

### 2.2.1 – Formulação geral

A resposta dinâmica induzida no sistema por meio de um impacto é tida em conta através do acoplamento do método dos elementos finitos (MEF) e do método das camadas de absorção perfeitas (PML) de forma a garantir, adequadamente, a condição de radiação de Sommerfeld (Kausel, 1988; Mesquita e Pavanello, 2005). Por uma questão de eficiência computacional, foi adotada uma formulação axissimétrica, permitindo obter a resposta tridimensional do problema sem a necessidade de uma discretização 3D. Esta abordagem apenas é possível dadas as particularidades do problema, nomeadamente no que concerne à existência de condições de simetria do fenómeno e do modelo em relação ao eixo da estaca. De acordo com a notação clássica de elementos finitos, a resposta dinâmica do sistema estaca-solo, no domínio da frequência, é obtida através da formulação matricial apresentada pela equação seguinte:

$$\{([K] + [K^*(\omega)]) - \omega^2([M] + [M^*(\omega)])\}\{u(\omega)\} = \{p(\omega)\} \quad (1)$$

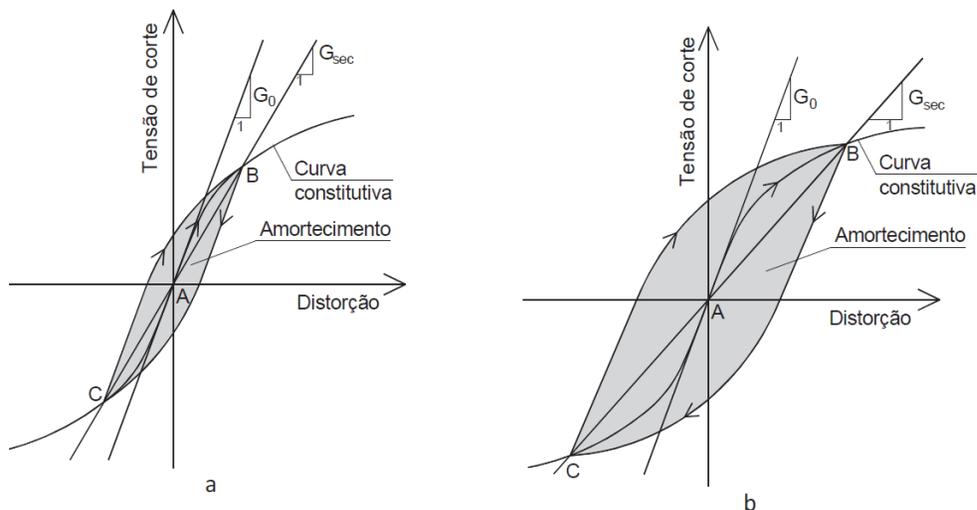
Uma descrição detalhada da formulação matemática associada a estes dois métodos pode ser encontrada em Parente et al. (2019) e Colaço et al. (2021a). Nesta equação,  $[K]$  e  $[K^*]$  correspondem às matrizes de rigidez das regiões MEF e PML, respetivamente;  $[M]$  e  $[M^*]$  representam as matrizes de massa associadas às regiões MEF e PML, respetivamente.  $\{u\}$  é o vetor que colige as diferentes componentes dos deslocamentos nodais e  $\omega$  representa a frequência angular.

Uma vez que o problema é formulado no domínio da frequência, é possível a definição de funções de transferência entre a resposta de um dado ponto de observação e a condição de carregamento unitária. Esse tipo de procedimento é atraente, pois a resposta pode então ser facilmente escalada em função da solicitação introduzida pelo martelo.

### 2.2.2 – Formulação linear-equivalente

A hipótese de um comportamento (visco-) elástico e linear do sistema estaca-solo é condição necessária para o desenvolvimento de um modelo no domínio da frequência, como o definido anteriormente. No entanto, a adoção de tal metodologia corresponde a uma simplificação do comportamento real do solo, o qual é fortemente dependente do nível de deformação induzida. De facto, com o aumento do nível de deformação a rigidez do solo tende a diminuir e a dissipação de energia tende a aumentar, tal como ilustrado na Figura 2 (de uma forma meramente esquemática), referente à resposta do solo para duas situações de solicitação cíclica simétrica com amplitude distinta (Hardin e Drnevich, 1972a; Hardin e Drnevich, 1972b).

No âmbito da cravação de estacas por impacto é expectável a indução de deformações superiores ao limite compatível com a resposta em regime elástico e linear. Assim, na gama de deformações (distorcionais) expectável, da ordem de  $10^{-4}$  a  $10^{-3}$ , o comportamento mecânico do solo pode ser aproximado por uma formulação linear-equivalente, permitindo incorporar de uma forma simplificada os efeitos do comportamento não linear do solo (Ishihara, 1996). Esta metodologia envolve um método iterativo, ao longo do qual se ajustam os parâmetros elásticos em função do nível de distorção experimentado pelo solo. Para tal, são necessárias leis de evolução da rigidez e amortecimento em função da distorção experienciada. Idealmente, essas leis devem ser obtidas através da realização de ensaios laboratoriais ou, na sua ausência, através de correlações com alguns dos parâmetros físicos do solo, tal como tem vindo a ser advogado por diversos autores (Vucetic e Dobry, 1991; Ishibashi e Zhang, 1993).



**Fig. 2** – Trajetória de tensão-deformação para solitação cíclica simétrica: a) ciclo de pequena amplitude; b) ciclo de grande amplitude.

Assim, está implícito que a avaliação do nível de distorção do solo é fundamental. A grande maioria de ensaios laboratoriais é efetuada atendendo a trajetórias de tensão/deformação relativamente simples e nem sempre representativas das trajetórias efetivamente verificadas em problemas reais. Desse modo, e seguindo em linha com o que vem sendo praticado na Engenharia Sísmica (Lysmer et al., 1974; Halabian e Nagggar, 2002), nomeadamente no âmbito da análise da resposta dinâmica do solo, o nível de distorção de referência para um estado tridimensional é aqui definido pela distorção octaédrica efetiva, a qual é dada por:

$$\gamma_{eff} = \alpha \frac{1}{3} \sqrt{(\varepsilon_z - \varepsilon_r)^2 + (\varepsilon_r - \varepsilon_\theta)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)^2 + 6(\gamma_{zr})^2} \quad (2)$$

em que  $\varepsilon_i$  e  $\gamma_{zr}$  representam as componentes do tensor das deformações e  $\alpha$  corresponde a um parâmetro de ponderação situado no intervalo [0,5-0,7]. A consideração do parâmetro  $\alpha$  tem como finalidade a introdução de uma ponderação no nível de distorção, tendo em atenção o facto de, na generalidade dos eventos, a solitação não ser cíclica e simétrica, o que implica que a história temporal de distorção não se apresente com configuração harmónica. Neste trabalho foi assumido um valor de 0,65, à semelhança com o que é habitualmente considerado na análise da resposta dinâmica do solo em Engenharia Sísmica (Lysmer et al., 1974; Halabian e Nagggar, 2002).

Em termos do procedimento numérico, o modelo axissimétrico MEF-PML é devidamente adaptado de modo a acomodar a realização de análises lineares equivalentes. Assim, através de um processo iterativo, os níveis de distorção em cada elemento são avaliados e as respetivas propriedades mecânicas (módulo de distorção ou o módulo de Young e amortecimento) são atualizadas em cada iteração, até que se obtenha uma concordância aceitável entre essas propriedades e o nível de distorção induzido em cada elemento finito. No esquema computacional adotado, considera-se que o nível de distorção no ponto central de cada elemento é representativo das deformações experimentadas no interior desse mesmo elemento. O procedimento pode ser resumido da seguinte forma:

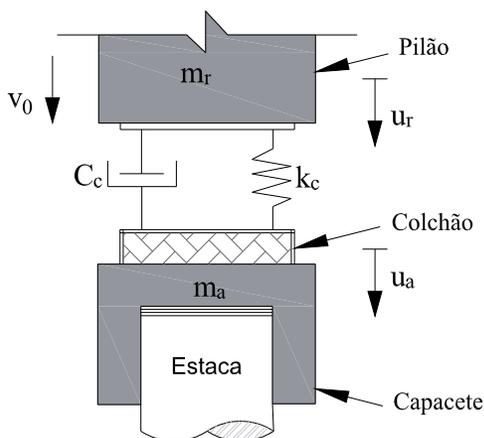
1. Admitir as propriedades correspondentes a muito pequenas deformações para todo o domínio;

2. Efetuar uma análise linear, com base em tais propriedades, e calcular as deformações de cada elemento e o respetivo valor máximo  $\gamma_{eff}^i$ ;
3. Através das curvas de degradação, selecionar valores de  $G_{sec}^{i+1}$  e  $\xi_{sec}^{i+1}$  compatíveis com o valor máximo de  $\gamma_{eff}^i$  calculado em cada elemento;
4. Repetir os passos 2 e 3 até que a diferença entre os valores das propriedades mecânicas entre duas iterações sucessivas seja inferior, para todos os elementos finitos, à tolerância de convergência admitida.

O número de iterações necessárias à convergência do problema depende, como é evidente, da tolerância admitida. Na opinião dos autores não se justifica a imposição de níveis de tolerância muito exigentes, sugerindo-se o valor de 3% como aceitável, visto que o próprio método em si não é mais do que uma aproximação ao problema físico.

### 2.3 – Modelação do martelo e interação dinâmica martelo-estaca

A determinação da força de impacto na cabeça da estaca pressupõe a modelação do martelo de impacto. Para tal, foi adotado um modelo analítico, inicialmente proposto por Deeks e Randolph (1993), no qual o sistema de impacto é simulado através de um modelo de dois graus de liberdade, tal como ilustrado na Figura 3.



**Fig. 3** – Modelo de dois graus de liberdade usado na modelação do sistema martelo-estaca.

O deslocamento nos dois graus de liberdade indicados, em correspondência com o pilão ( $u_r$ ) e o colchão ( $u_a$ ) pode ser descrito, no domínio da frequência, através do sistema de equações a seguir apresentado, no qual a força exterior aplicada corresponde a uma pseudo-força cujo valor é igual a  $m_r v_0$ , sendo  $v_0$  a velocidade de impacto do pilão na cabeça da estaca e  $m_r$  a massa do pilão.  $m_a$ ,  $c_c$ , e  $k_c$  correspondem, respetivamente, à massa do capacete, coeficiente de amortecimento e rigidez do colchão:

$$\left(-w^2 \begin{bmatrix} m_r & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} + iw \begin{bmatrix} c_c & -c_c \\ -c_c & c_c \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_c & -k_c \\ -k_c & k_c + k_p \end{bmatrix}\right) \times \begin{bmatrix} u_r \\ u_a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_r v_0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Após a resolução do sistema de equações anterior, a força de impacto na cabeça da estaca é obtida através do quociente entre a rigidez dinâmica da estaca  $k_p$ , calculada por intermédio do modelo axissimétrico MEF-PML, e o deslocamento do colchão,  $u_a$ .

No momento em que o pilão atinge a superfície do colchão, a resistência do solo suaviza o movimento da estaca, originando o ressalto do pilão. Uma vez que a força na cabeça da estaca é obtida através de um modelo elástico linear, são geradas forças de tração no momento do ressalto. Obviamente, estas forças apenas se verificam dada a simplicidade do modelo utilizado, uma vez que o mesmo não permite atender à perda de contacto entre os dois elementos. De forma a ultrapassar esta limitação, é efetuada uma operação adicional, na qual as forças de tração verificadas no domínio do tempo são truncadas (Parente et al., 2019).

Após o cálculo da força de impacto, a resposta dinâmica do sistema estaca-solo é obtida, no domínio da frequência, através do produto das funções de transferência obtidas através do modelo MEF-PML pela força de impacto calculada. A resposta no domínio do tempo é facilmente determinada através de uma operação de transformada inversa de Fourier. Detalhes sobre este procedimento podem ser encontrados em publicações anteriores dos autores (Alves Costa et al., 2012; Colaço et al., 2021b).

### 3 – CAMPO EXPERIMENTAL

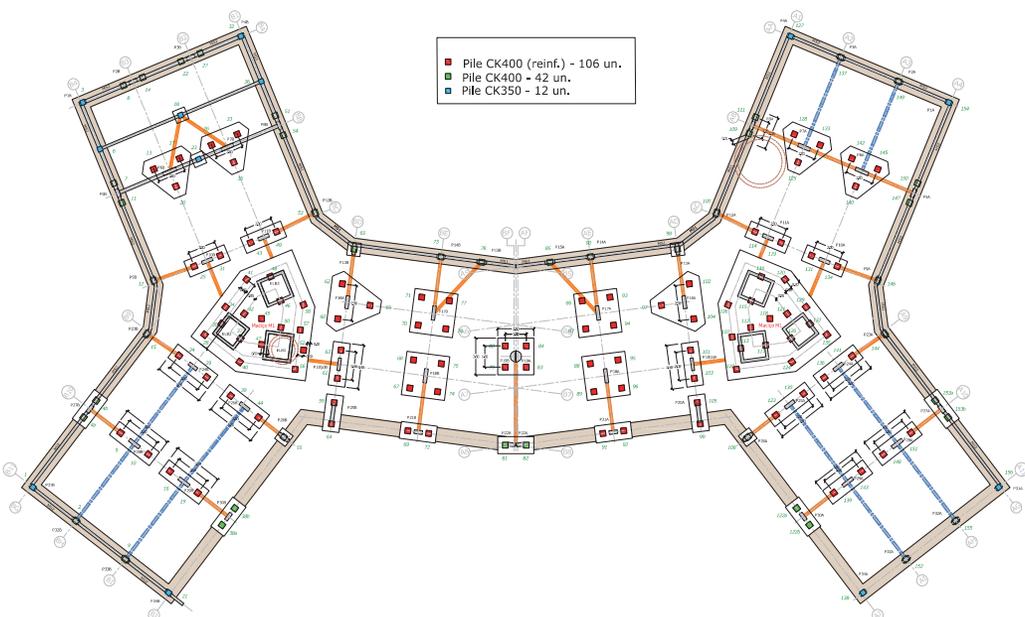
#### 3.1 – Descrição geral

As atividades de cariz experimental expostas ao longo desta seção foram desenvolvidas num campo experimental localizado próximo do centro da cidade do Porto, no qual um edifício fundado em estacas se encontrava em início de construção. Genericamente, o edifício residencial em questão consiste numa estrutura de betão armado de 10 pisos, totalizando uma área de implementação de cerca de 1200 m<sup>2</sup>. A vista do local de construção, no momento da cravação das estacas, pode ser observada na Figura 4.



**Fig. 4** – Vista geral do local de implementação do futuro edifício residencial no momento de cravação das estacas.

No que diz respeito ao projeto de fundações, foram dimensionadas 156 estacas, com duas secções distintas de 350 x 350 mm e 400 x 400 mm e um comprimento variável entre 8 a 15 metros, em função das condições geotécnicas do local de cravação. A vista geral da planta de fundações é apresentada na Figura 5. As estacas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado são caracterizadas por um módulo de elasticidade,  $E$ , de 30 GPa, massa volúmica,  $\rho$ , de 2500 kg/m<sup>3</sup> e coeficiente de Poisson de 0,15. O coeficiente de amortecimento histerético deste elemento é admitido igual a 0,01 (é assumido um modelo de amortecimento histerético na modelação numérica dos sistema estaca-solo).



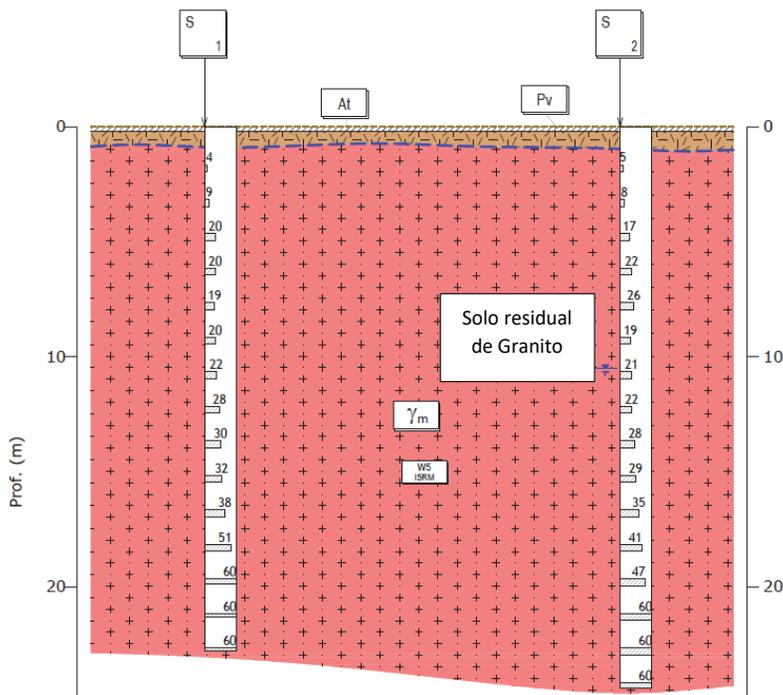
**Fig. 5** – Planta de fundações.

### 3.2 – Caracterização geotécnica

#### 3.2.1 – Testes *in-situ*

No âmbito do reconhecimento geológico-geotécnico realizado no local, foi efetuada uma campanha de sondagens, composta por sete furos com recolha de amostras, ao longo dos quais foram realizados ensaios SPT de 1,50 m em 1,50 m em profundidade. Adicionalmente, foram instalados piezómetros em três furos de sondagem, de forma a monitorizar o posicionamento do nível freático. As sondagens foram realizadas num momento anterior à escavação entretanto realizada para acomodar o piso -1 do edifício, de aproximadamente 3 metros, pelo que a interpretação dos resultados do perfil geológico-geotécnico apresentados, a título de exemplo, na Figura 6 deve ser cuidada. Genericamente, as sondagens realizadas revelaram a existência de uma formação geológica constituída por solo residual de granito, com melhoria das propriedades geomecânicas em profundidade. Relativamente ao ambiente hidrogeológico do local, foi detetada a presença de água a uma profundidade de aproximadamente 8 metros da base da escavação (11 metros a partir da superfície inicial).

Apesar da relevância dos resultados recolhidos a partir do relatório citado para o projeto de fundações, a informação é tratada de uma forma mais qualitativa do que quantitativa para os propósitos do presente trabalho. De facto, em problemas que envolvam a propagação de vibrações induzidas pela cravação de estacas (e outros), os ensaios realizados não são compatíveis com os reduzidos níveis de deformação expectáveis durante a operação de cravação de estacas, particularmente para maiores distâncias em relação ao local de cravação. Assim, foram realizados ensaios geofísicos não intrusivos para a avaliação das propriedades elastodinâmicas, nomeadamente ensaios de refração (RT) e ensaios SASW. Estes testes incluem uma componente experimental e uma componente numérica. O procedimento experimental consiste na aplicação e registo de uma força de impacto na superfície do solo e a medição do sinal gerado por intermédio de acelerómetros colocados num alinhamento de pontos com início no local de impacto, tal como ilustrado na Figura 7.



**Fig. 6** – Exemplo de perfil geológico-geotécnico.

Com base nos ensaios de refração, a velocidade de propagação das ondas P é avaliada diretamente a partir de uma análise, no domínio do tempo, do sinal recolhido para cada posição. A velocidade de propagação das ondas S é obtida a partir de um procedimento de inversão que caracteriza o ensaio SASW, o qual tem em consideração a relação de dispersão P-SV representada na Figura 7c. Detalhes adicionais acerca da formulação matemática dos métodos podem ser encontrados em Degrande et al. (2008).

Os perfis de velocidade das ondas S e P obtidos através dos ensaios descritos estão representados na Figura 8. Apenas uma nota relacionada com os elevados valores de velocidade das ondas P abaixo dos 8 metros, estando estes relacionados com a presença do nível freático. A caracterização laboratorial das amostras de solo recolhidas estimam a massa volumica do solo em  $1900 \text{ kg/m}^3$ . De acordo com um estudo de sensibilidade realizado num trabalho prévio dos autores, em Colaço et al. (2022), um valor de amortecimento histerético de 5% é admitido para a primeira camada de solo e um valor de 2,5% para as restantes.

Em complemento aos ensaios geofísicos não intrusivos, são igualmente apresentados na Figura 8 os resultados de dois ensaios Cross-Hole (CH) anteriormente realizados no mesmo local de estudo e no âmbito de um anterior projeto de investigação com objetivo de caracterização dos solos residuais do granito do Porto.

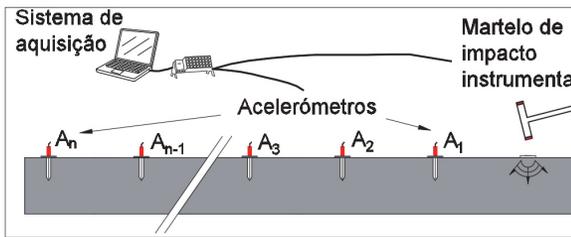
A comparação dos resultados provenientes das diferentes tipologias de testes evidencia algumas diferenças. Estas, expectáveis, podem ser atribuídas à diferente localização de realização dos testes, heterogeneidade local do solo e ao volume do solo afetado por cada ensaio. De facto, os ensaios de refração e SASW envolvem um vasto volume de solo, enquanto que os ensaios Cross-Hole envolvem um volume mais restrito. Contudo, uma eventual razão que melhor justifica as diferenças encontradas prende-se com o facto de os ensaios Cross-Hole terem sido efetuados num momento anterior à escavação de cerca de 3 metros entretanto realizada. Esta operação induz um alívio de tensões no solo com conseqüente redução da sua rigidez nas camadas mais superficiais.



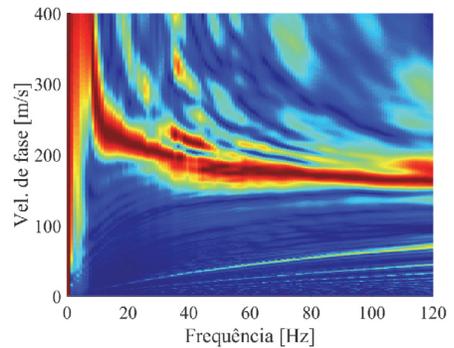
a)



b)

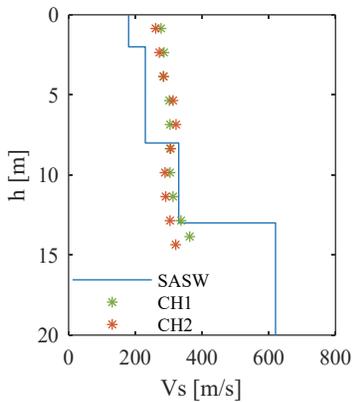


c)

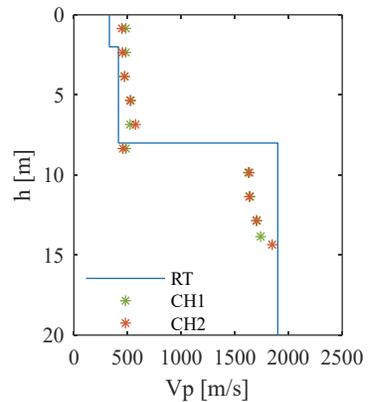


d)

**Fig. 7** – Caracterização dinâmica do solo: a) registo fotográfico da instalação dos acelerómetros à superfície do terreno; b) registo fotográfico do martelo de impactos instrumentado; c) configuração experimental das atividades experimentais; d) espectro de resposta.



a)



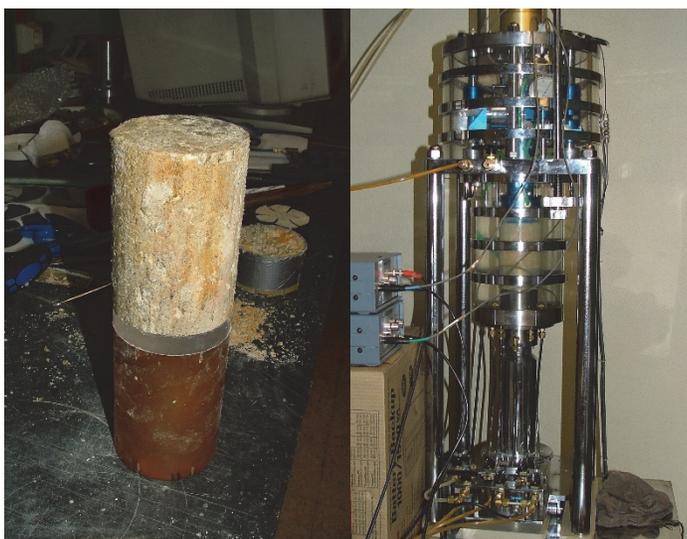
b)

**Fig. 8** – Evolução das propriedades dinâmicas do solo em profundidade: a) velocidade das ondas S; b) velocidade das ondas P.

### 3.2.2 – Caracterização laboratorial

Como complemento aos ensaios *in-situ*, a modelação dinâmica da propagação de ondas sísmicas induzidas por cravação de estacas exige o conhecimento de informação relacionada com a relação tensão-deformação do solo quando as deformações induzidas não são compatíveis com o limite elástico, como anteriormente discutido. Informação dessa natureza apenas pode ser obtida através da aplicação de metodologias laboratoriais avançadas sobre amostras de elevada qualidade.

Este aspeto foi igualmente alvo de análise num projeto de investigação anterior, no qual diversas amostras indeformadas de solo foram recolhidas no campo experimental sob análise (Ferreira, 2009; Fonseca et al., 2006; Ferreira et al., 2007). A atividade laboratorial desenvolvida inclui numerosos ensaios triaxiais com medição das ondas sísmicas e ensaios de coluna ressonante (RC). A Figura 9 apresenta o exemplo de uma amostra de solo recolhida e a sua preparação para a realização de um ensaio RC. O equipamento de ensaio utilizado neste trabalho corresponde a um oscilador tipo Hardin, existente nas instalações do Laboratório de Geotecnia do Instituto Superior Técnico.



**Fig. 9** – Amostra de solo sujeita a um ensaio de coluna ressonante.

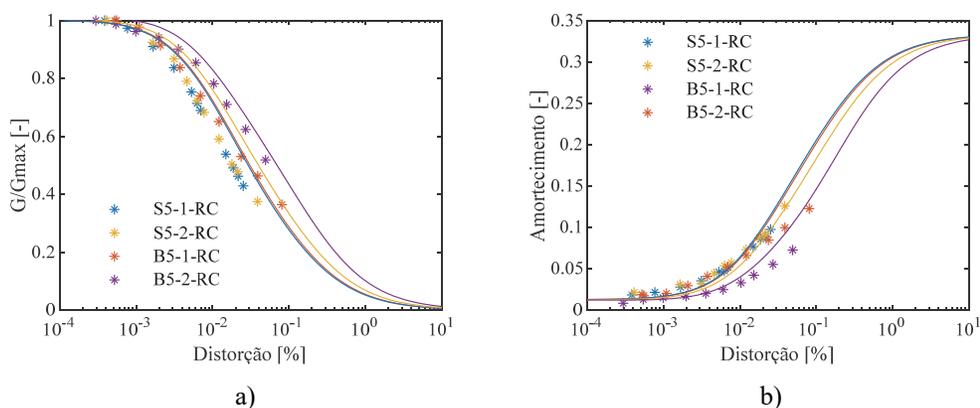
Nos ensaios de coluna ressonante realizados, é aplicada uma vibração torsional à amostra cilíndrica na forma de uma função sinusoidal contínua. A cada escalão de carga, a frequência adotada é continuamente aumentada até se verificar a condição de ressonância. Sob esta condição, os principais parâmetros do ensaio são registados, nomeadamente a frequência de ressonância, amplitude e deslocamento da amostra. A partir destes registos, a distorção, amortecimento e índice de vazios são facilmente calculados.

Os ensaios RC foram realizados sob condições de consolidação isotrópica e anisotrópica, em diferentes estágios, aplicadas às amostras de solo intactas recolhidas do campo experimental. Todos os ensaios foram realizados sob condições drenadas, tendo presente o teor em água original para uma comparação direta com as condições *in-situ*. Para cada escalão de carga, as medições efetuadas nos ensaios RC são efetuadas após consolidação. As propriedades físicas principais das amostras são apresentadas no Quadro 1, incluindo o peso volúmico ( $\gamma$ ), teor em água ( $w$ ), índice de vazios inicial ( $e_0$ ) e coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ). As condições de ensaio para as diferentes amostras encontram-se igualmente incluídas no Quadro 1, nomeadamente a tensão média efetiva ( $p'$ ) e o valor máximo de distorção ( $\max \epsilon_s$ ).

**Quadro 1** – Condições de teste e características físicas das amostras sob análise.

Amostra	z [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	$e_0$	$K_0$	$p'$ [kPa]	$G_{max}$ [MPa]	$\varepsilon_s$ min [%]	$\varepsilon_s$ max [%]
S5-1-RC	4,10	20,0	13,8	0,497	0,5	53,3	79,4	$3,8 \times 10^{-4}$	$2,5 \times 10^{-2}$
S5-2-RC	8,60	19,0	19,7	0,663	0,5	106,7	85,2	$4,1 \times 10^{-4}$	$3,9 \times 10^{-2}$
B5-1-RC	4,15	15,4	16,9	0,994	0,35	283,3	200,4	$3,0 \times 10^{-4}$	$6,7 \times 10^{-2}$
B5-2-RC	4,15	15,4	16,9	0,994	0,35	60,0	39,5	$5,5 \times 10^{-4}$	$8,0 \times 10^{-2}$

Após a etapa de consolidação, as amostras foram sujeitas a sucessivos incrementos de deformação, de modo a determinar as curvas associadas à degradação de rigidez ( $G/G_{max}$ , onde  $G_{max}$  corresponde ao módulo de distorção elástico) e aumento de amortecimento em função do nível de distorção. As curvas obtidas para as várias amostras são apresentadas na Figura 10.



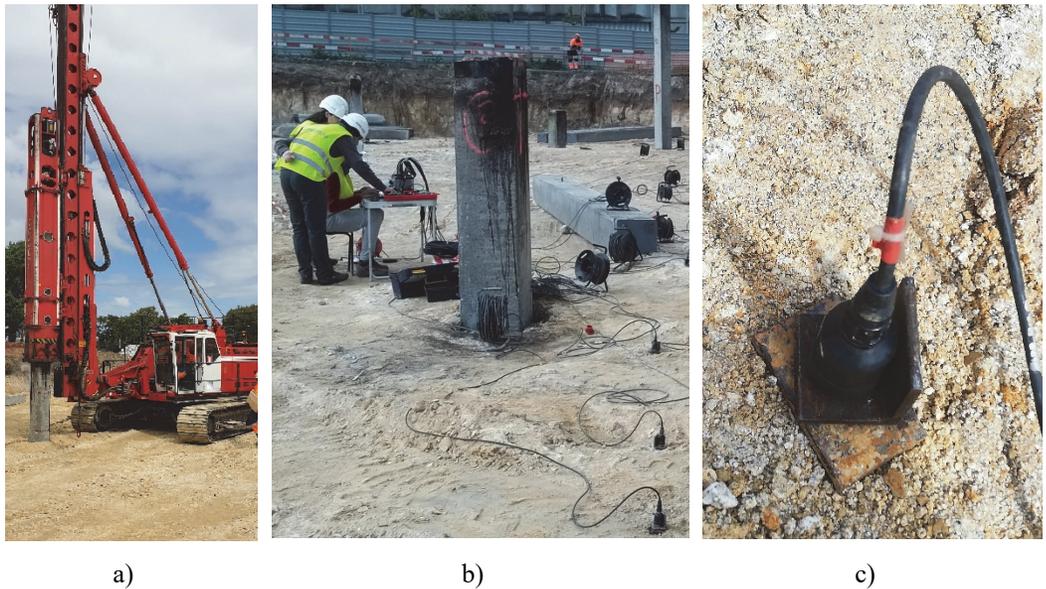
**Fig. 10** – Evolução das propriedades dinâmicas do solo residual de granito em função da distorção: a) degradação de rigidez; b) aumento de amortecimento (linhas a cheio correspondem às curvas propostas por Ishibashi e Zhang (1993)).

Em termos de implementação da metodologia linear equivalente anteriormente apresentada, a existência de uma lei matemática que traduza corretamente o comportamento dos solos em termos de evolução da rigidez e amortecimento em função do nível de distorção associado corresponde à situação ideal. Deste modo, as leis propostas por Ishibashi e Zhang (1993) são igualmente representadas na Figura 10. Como se pode observar, a aplicação destas curvas no presente trabalho é uma opção viável, dada a sua proximidade aos dados experimentais.

### 3.3 – Avaliação experimental de vibrações induzidas pela cravação de estacas

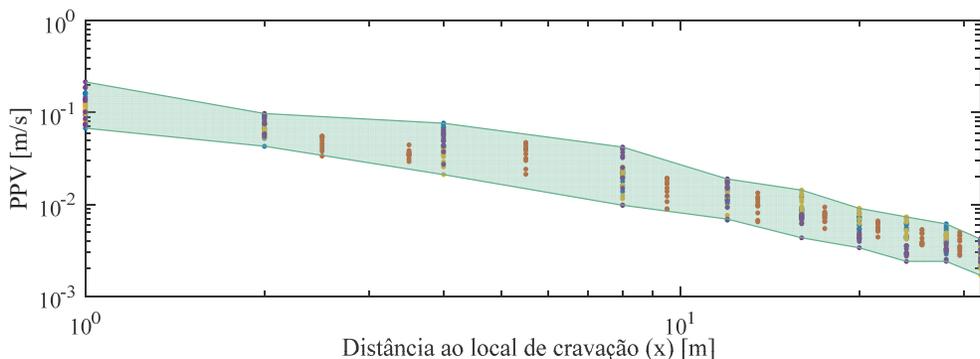
Os registos de vibração do solo apresentados no decorrer da presente secção foram obtidos a partir da cravação de quatro estacas com um comprimento total de 12 m: três delas com uma secção transversal de 400 x 400 mm e uma quarta com secção de 350 x 350 mm. Durante a cravação, a altura de queda do martelo é variável num intervalo de 15 cm a 60 cm, evoluindo do menor valor para o maior com o aumento da profundidade de penetração da estaca. O equipamento de cravação corresponde a um veículo Junttan PMx25, equipado com um martelo de impacto hidráulico SHK110-7, com uma massa do pilão igual a 7 toneladas.

O registo de vibração da superfície do solo é adquirido num número alargado de pontos de observação, localizados ao longo de um alinhamento recto que se desenvolve desde o local de cravação até uma distância máxima de 32 metros. O registo fotográfico do equipamento de cravação e de aquisição da resposta é apresentado na Figura 11.



**Fig. 11** – Registo fotográfico do campo experimental: a) Equipamento de cravação Junttan PMx25 equipado com martelo de impacto hidráulico SHK110-7; b) vista geral da posição dos acelerómetros unidireccionais; c) acelerómetro unidirecional.

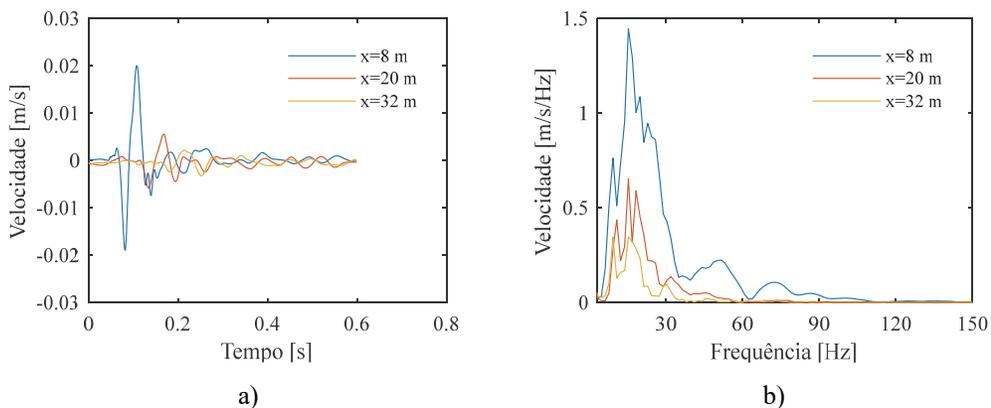
De forma a sistematizar o extenso conjunto de dados adquiridos, é utilizado um gráfico de atenuação, no qual a velocidade de vibração de pico (componente vertical) é representada em função da distância ao local de cravação. Este tipo de informação tem um elevado valor prático, permitindo uma rápida identificação do nível de vibração máximo expectável ao nível das fundações de um qualquer edifício localizado nas proximidades. Desta forma, os valores de vibração do solo avaliados para o conjunto de pontos de medição e para cada metro de penetração da estaca no solo são representados na Figura 12.



**Fig. 12** – Resultados experimentais: velocidade de vibração vertical de pico (PPV – do inglês Peak Particle Velocity) em função da distância à estaca.

A partir dos resultados alcançados, é possível identificar valores de pico da velocidade de vibração vertical em torno dos 200 mm/s na zona próxima à estaca, sendo que este valor é rapidamente reduzido para cerca de 20 mm/s para uma distância de 10 metros da estaca. Para distâncias superiores a 30 m, o valor de vibração medido é inferior a 5 mm/s.

Apesar do interesse da informação agora apresentada, qualquer ilação a retirar não deve ser dissociada de uma análise do conteúdo em frequência. De facto, as normas internacionais que versam sobre a temática impõem limites na velocidade de pico avaliada junto das fundações dos edifícios, sendo estes limites variáveis em função da gama de frequências mais relevante para a resposta. Assim, e considerando os resultados durante a cravação de uma das estacas de seção 400 x 400 mm<sup>2</sup>, o conteúdo em frequência em três pontos de observação, a uma distância da estaca de 8, 20 e 32 metros, é apresentado na Figura 13. Na mesma figura, são igualmente apresentados os registos de vibração no domínio do tempo.

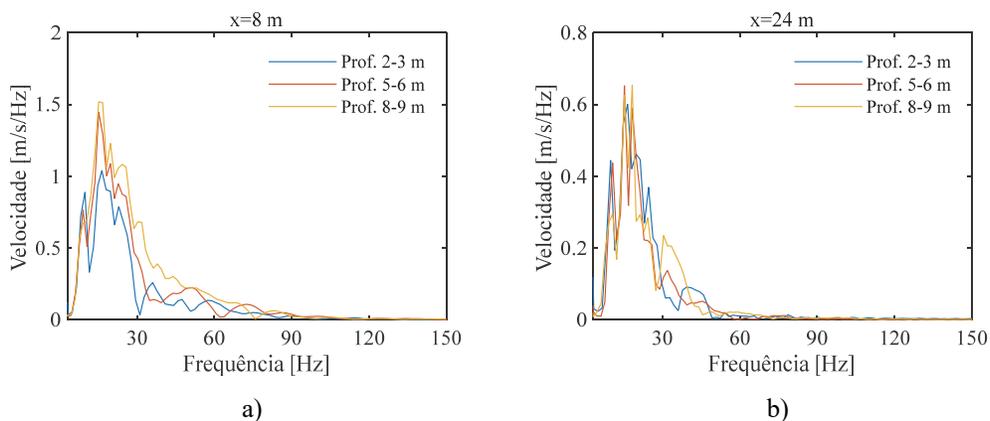


**Fig. 13** – Velocidade vertical de vibração medida a diferentes distâncias da estaca e para uma profundidade de penetração da estaca no solo compreendida no intervalo 5-6 m: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

Como ilustrado pelos registos da Figura 13, e complementarmente com a expetável atenuação dos valores de vibração de pico em função do aumento da distância à fonte de impacto, verifica-se uma atenuação da resposta nas frequências mais elevadas. Este fenómeno deriva essencialmente da maior influência do amortecimento material no conteúdo da resposta associado às frequências mais elevadas.

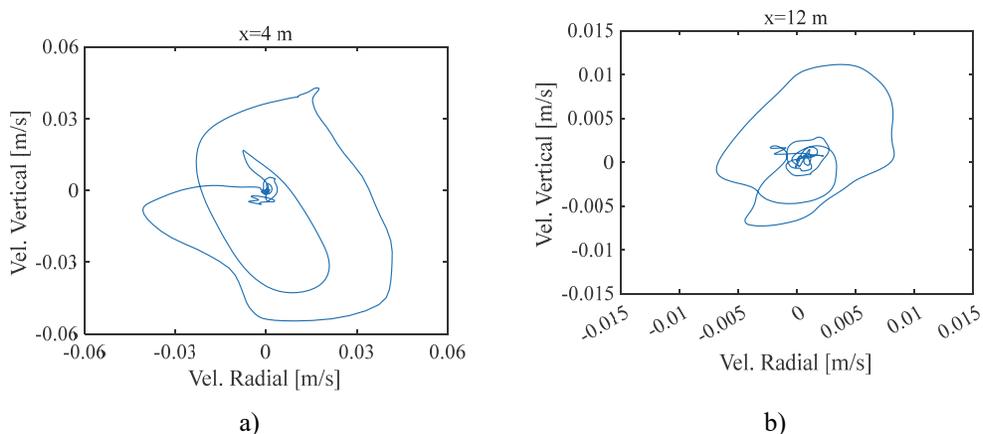
Um outro aspeto relevante corresponde à análise da evolução do conteúdo em frequência da resposta em função da profundidade de cravação. Embora a altura de queda do martelo seja variável ao longo do processo de cravação, o foco de análise em relação às curvas apresentadas na Figura 14 corresponde à gama de frequências com maior prevalência e não à amplitude de vibração. Deste modo, nesta figura estão representadas três curvas avaliadas para uma profundidade de cravação nos intervalos [2-3] m, [5-6] m e [8-9] m para dois pontos de observação, a uma distância da estaca de 8 e 24 metros. Como se pode observar, não existe uma variação significativa do conteúdo em frequência com a variação da profundidade de cravação.

A atividade experimental realizada permitiu ainda a medição da componente radial da velocidade de vibração em dois diferentes pontos, localizados a 4 e 12 metros da estaca. Estes registos são importantes para uma análise da trajetória das partículas, onde as componentes vertical e radial da velocidade de vibração são representadas sobre o mesmo gráfico, como ilustrado na Figura 15. A análise das trajetórias de movimento permite verificar que a principal componente de vibração corresponde à direção vertical, embora a diferença não seja muito significativa. Isto significa que para este evento em particular, no qual a ponta da estaca se encontra a uma



**Fig. 14** – Conteúdo em frequência da velocidade vertical de vibração considerando diferentes profundidades de penetração da estaca no solo: a) ponto de medição a 8 m; b) ponto de medição a 24 m.

profundidade de cerca de 2 a 3 m, a resposta do solo registada a 4 m e 12 m é dominada por ondas de superfície P-SV (Massarsch e Fellenius, 2008).

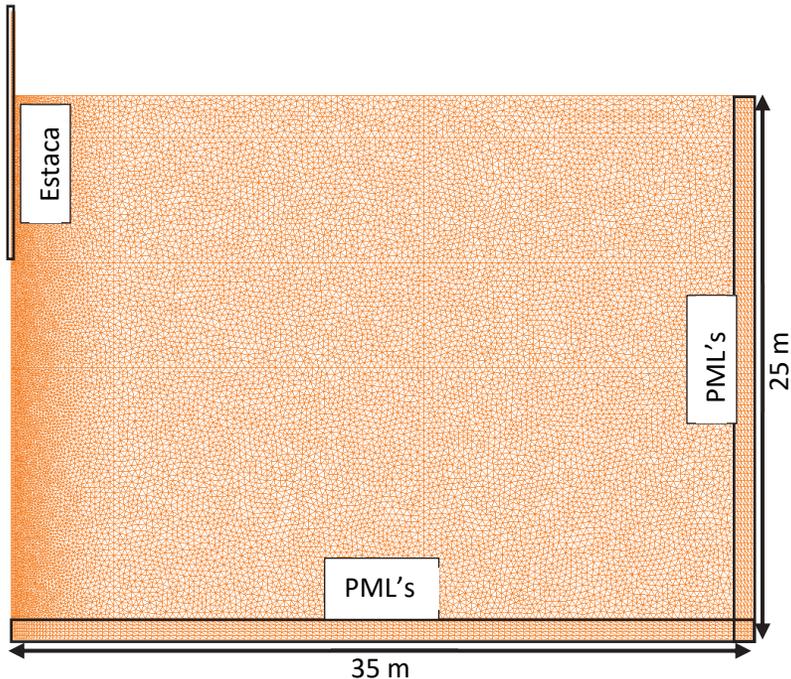


**Fig. 15** – Trajetória da velocidade das partículas para um ponto de medição localizado a: a)  $x=4$  m; b)  $x=12$  m (profundidade de penetração da estaca no solo compreendida no intervalo 2-3 m).

#### 4 – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DO MODELO NUMÉRICO

Como inicialmente estabelecido, a validação experimental do modelo numérico desenvolvido corresponde a um dos principais objetivos do presente trabalho. Assim, a caracterização geotécnica e mecânica estabelecida para o sistema solo-estaca é fundamental na simulação numérica, mais concretamente na definição das propriedades elasto-mecânicas. Dadas as especificidades de um modelo axissimétrico, no qual não é possível atender à verdadeira geometria da secção transversal da estaca (secção quadrada), foi considerada um secção circular equivalente.

Em termos de discretização do sistema solo-estaca, e de uma forma genérica, a malha MEF-PML é composta por um total de 36639 elementos finitos triangulares de 6 nós (total de 71665 nós),



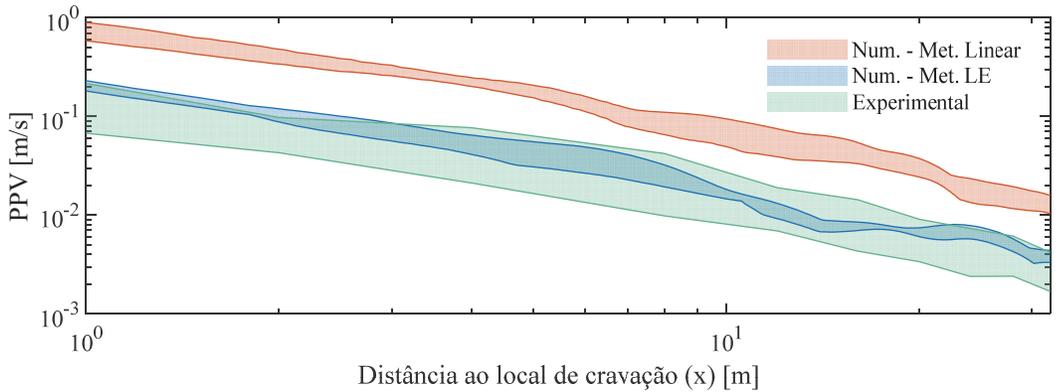
**Fig. 16** – Malha MEF-PML adotada na modelação do sistema estaca-solo.

correspondendo a uma área discretizada de  $35 \times 25 \text{ m}^2$ . A Figura 16 ilustra a malha de elementos finitos adotada.

No que diz respeito ao martelo de impacto, foram adotados os seguintes valores para os diferentes parâmetros:  $m_a = 850 \text{ kg}$ ;  $m_r = 7000 \text{ kg}$ ,  $k_c = 2 \times 10^6 \text{ kN/m}$  e  $c_c = 6 \times 10^5 \text{ kNs/m}$ . Em termos de velocidade de impacto do pilão,  $v_0$ , torna-se necessária uma pequena nota: teoricamente, é assumida a igualdade entre a energia potencial,  $E_p = m_r g h$ , e a energia cinética,  $E_c = m_r v_0^2 / 2$ . A partir desta relação, é possível relacionar a altura de queda (dado avaliado experimentalmente) com a velocidade de impacto. Contudo, é ainda necessário atender a perdas de energia ocorridas durante o processo de queda das massas, pelo que foi admitido um coeficiente de eficiência,  $\alpha$ , de cerca de 0,75:  $E_c = \alpha E_p$ .

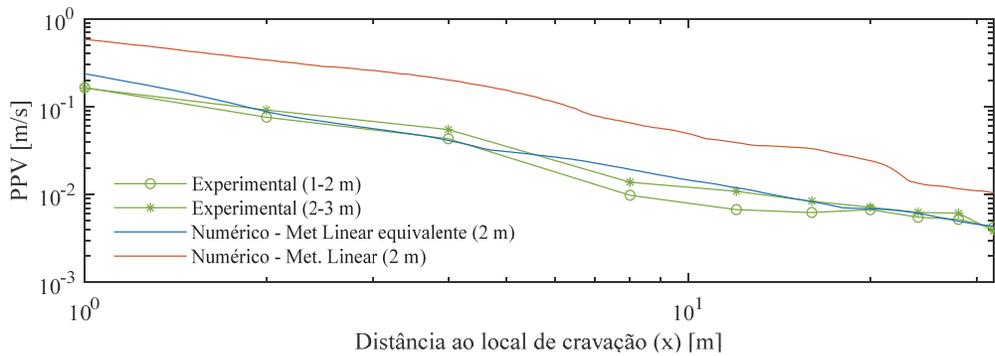
De forma a obter uma razoável representatividade dos resultados numéricos, foram simuladas 4 profundidades de cravação, variando a altura de queda das massas de acordo com os dados experimentais: 2 m (altura de queda de 20 cm); 5 m (altura de queda de 40 cm); 8 m (altura de queda de 50 cm) e 12 m (altura de queda de 60 cm). A envolvente dos valores de velocidade de vibração de pico em função da distância, obtida através da aplicação da metodologia de análise linear equivalente, encontra-se representada na Figura 17 (sombreado a azul). Na mesma figura é igualmente possível visualizar a envolvente de resultados experimentais (a verde) e, ainda, a envolvente de resultados obtida pela aplicação do modelo de cálculo linear (a vermelho), aspecto este que será oportunamente discutido.

A partir da análise da Figura 17, é possível salientar uma boa aproximação entre resultados numéricos e experimentais. De facto, os resultados alcançados pela aplicação da metodologia linear equivalente podem ser interpretados como um limite superior da envolvente experimental. Este resultado é particularmente importante para os propósitos da metodologia, onde se pretende uma estimativa realista, mas prudente, dos níveis máximos de vibração expectáveis.

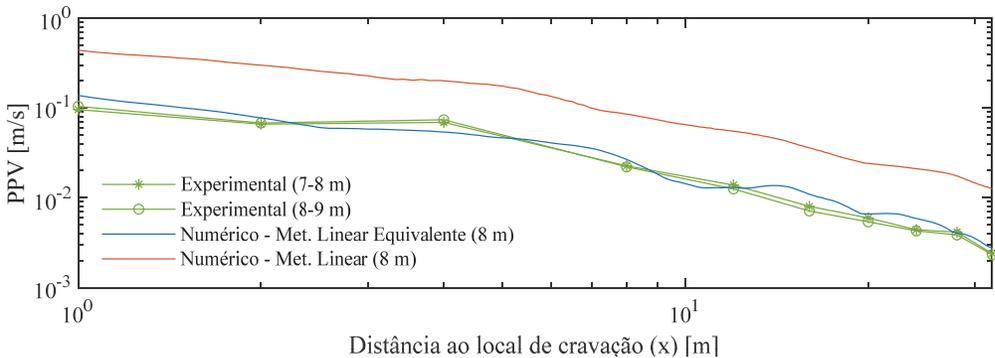


**Fig. 17** – Comparação dos valores de velocidade de vibração de pico em função da distância ao local de cravação para as diferentes metodologias de análise.

Adicionalmente, e apenas de uma perspectiva puramente teórica, os casos de análise anteriores foram repetidos usando o modelo elástico-linear, isto é, negligenciando a degradação do solo e o incremento de amortecimento. Tal proposta corresponde a uma simplificação da realidade, uma vez que os elevados níveis de deformação induzidos pelo processo de cravação não são compatíveis com



a)



b)

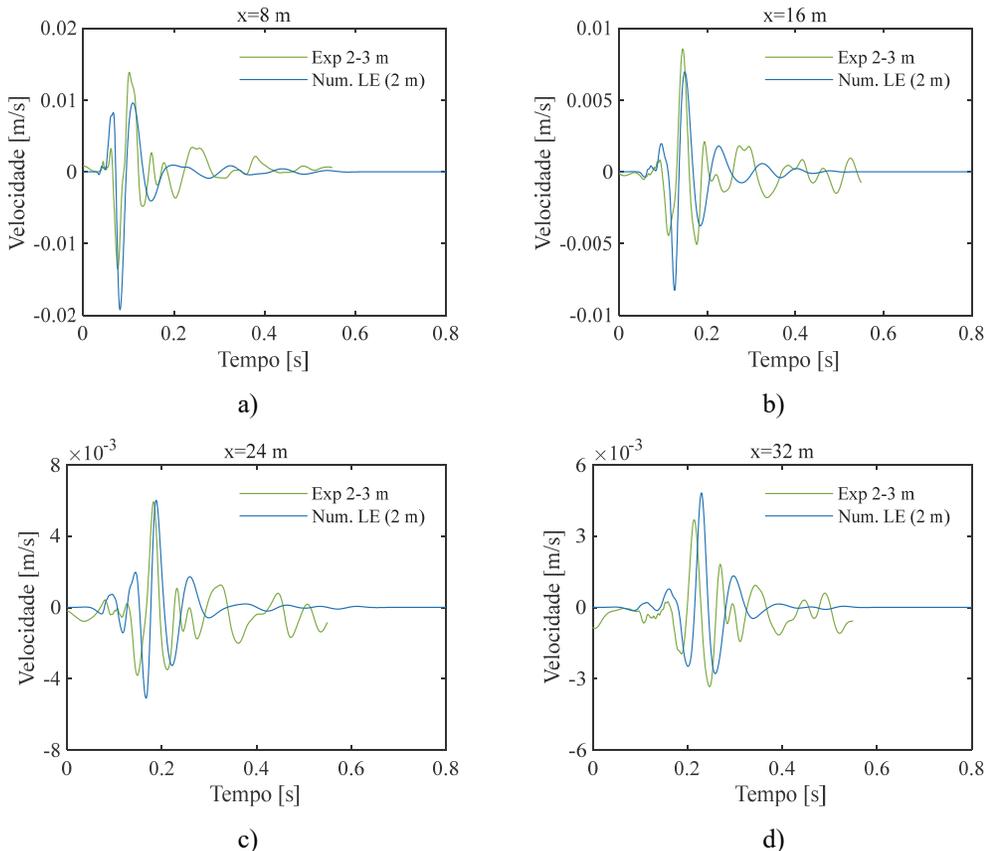
**Fig. 18** – Comparação dos valores de velocidade de vibração de pico em função da distância ao local de cravação para uma profundidade de penetração da estaca no solo de: a) 2 m; b) 8 m.

tal hipótese. Como anteriormente referido, a envolvente obtida está representada a vermelho na Figura 17.

Através de uma análise cuidada desta figura, é possível observar que os valores de vibração de pico conferidos pela análise linear equivalente são cerca de 3 vezes inferiores aos determinados pela análise linear. Esta relação pode ser uma característica importante para uma primeira estimativa de níveis de vibração esperados, tirando partido da maior simplicidade e eficiência da análise linear.

No sentido de apresentar uma análise mais detalhada, e considerando os casos particulares de uma profundidade de cravação de 2 e 8 metros, a Figura 18 apresenta a comparação entre resultados experimentais e numéricos para uma das estacas de secção  $400 \times 400 \text{ mm}^2$ . No que concerne aos resultados experimentais, são apresentadas duas curvas, para cada profundidade de cravação, em correspondência com profundidades de cravação no intervalo [1-2] m e [2-3] m, para a primeira profundidade indicada, e [7-8] m e [8-9] m, para o segundo caso.

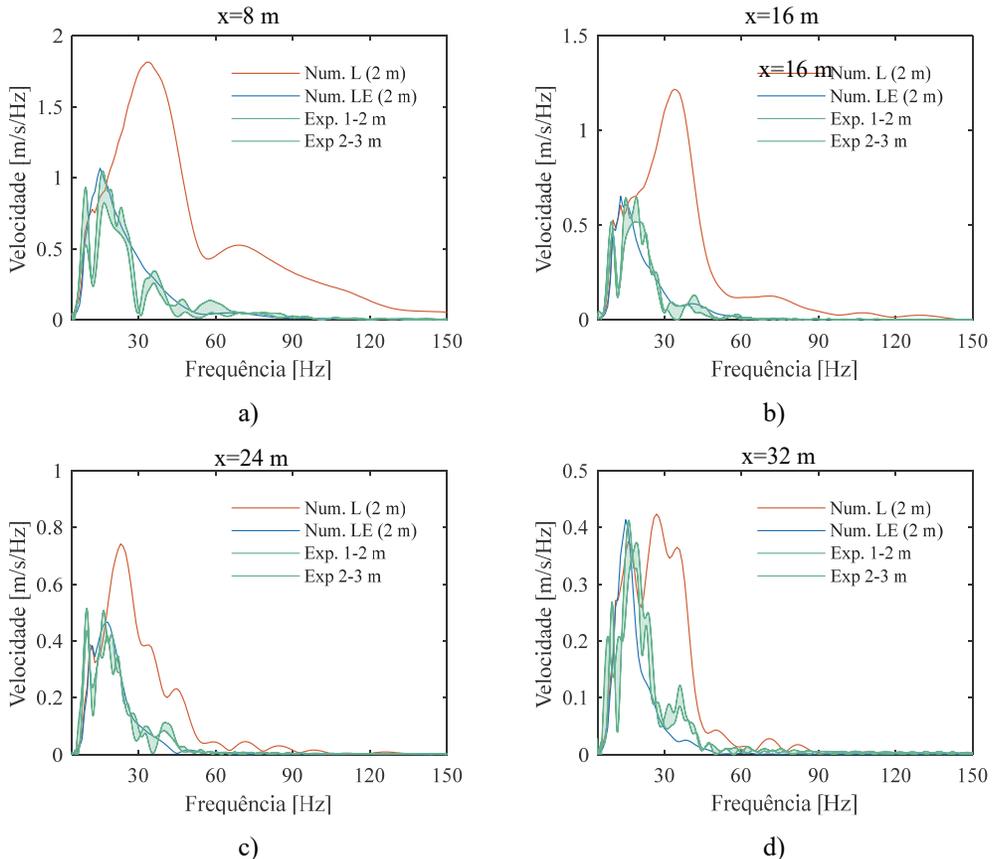
A partir da análise dos resultados ilustrados na Figura 18, é possível salientar a excelente concordância obtida para este caso em particular. De facto, o comportamento geral do sistema é representado de forma muito satisfatória pelo modelo numérico. Analisando as histórias temporais presentes na Figura 19, e centrando a análise apenas na profundidade de cravação de 2 m, verifica-se igualmente uma concordância satisfatória entre as curvas numéricas e as experimentais. Neste



**Fig. 19** – Comparação, no domínio do tempo, de resultados numéricos e experimentais para pontos de observação localizados à superfície do maciço e a uma distância à estaca de: a) 8 m; b) 16 m; c) 24 m; d) 32 m.

caso em particular e de modo a facilitar a visualização, apenas é apresentada a curva experimental obtida do intervalo de profundidade de cravação [2-3] m.

Apesar dos resultados satisfatórios alcançados no domínio do tempo, a comparação no domínio da frequência é igualmente essencial. A ferramenta de previsão numérica deve ser capaz de, realisticamente, prever o conteúdo em frequência dominante da resposta. A comparação de resultados é apresentada na Figura 20. Como se pode observar, a metodologia linear-equivalente é capaz de simular adequadamente a resposta do solo para diferentes distâncias à fonte. Uma chamada de atenção para os resultados conferidos por uma abordagem linear, os quais estão completamente fora da gama de interesse avaliada experimentalmente.



**Fig. 20** – Comparação, no domínio da frequência, de resultados numéricos e experimentais para pontos de observação localizados à superfície do maciço e a uma distância à estaca de: a) 8 m; b) 16 m; c) 24 m; d) 32 m.

## 5 – CONCLUSÕES

O presente artigo apresenta um modelo numérico para a previsão dos níveis de vibração à superfície do solo devidos à cravação de estacas por impacto. O modelo axissimétrico FEM-PML desenvolvido é formulado no domínio da frequência, sendo o comportamento não linear do solo assegurado através de uma metodologia linear equivalente. Dada a complexidade do problema sob análise, procedeu-se à validação experimental da ferramenta numérica, tendo como base um campo experimental desenvolvido nos solos residuais de granito do Porto.

A comparação dos resultados avaliados experimentalmente com os preconizados pelo método numérico evidencia uma concordância muito elevada para a generalidade dos casos avaliados. Esta conclusão genérica aplica-se quer aos registos de vibração no domínio do tempo, quer ao conteúdo em frequência da resposta. Das análises efetuadas, salienta-se ainda que os níveis de deformação induzidos no solo pela cravação das estacas não são compatíveis com uma análise linear do meio. De facto, é necessário atender à degradação da rigidez e aumento do amortecimento do solo para garantir uma previsão realista dos níveis de vibração expetáveis e respetiva gama de frequências mais relevante. Os valores de velocidade de pico resultantes de uma análise linear correspondem, grosso modo, a cerca de três vezes os medidos experimentalmente.

Em conclusão, o modelo computacional apresentado é capaz de prever os níveis de vibração induzidos pela cravação de estacas de forma satisfatória, constituindo uma metodologia adequada para lidar com este tipo de problemas.

## 6 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC); Projeto PTDC/ECI-CON/29634/2017 - POCI-01-0145-FEDER-029634- financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com o apoio financeiro da FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC).



## 7 – REFERÊNCIAS

- Alves Costa, P.; Calçada, R.; Silva Cardoso, A. (2012). *Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 32: 111-28.
- Attewell, P. B.; Farmer, I. W. (1973). *Attenuation of ground vibrations from pile driving*, Ground Engineering, 6.
- Attewell, P. B.; Selby, A. R.; O'Donnell, L. (1992). *Tables and graphs for the estimation of ground vibration from driven piling operations*, Geotechnical and Geological Engineering, 10: 61-85.
- Cleary, J. C.; Steward, E. J. (2016). *Analysis of ground vibrations induced by pile driving and a comparison of vibration prediction methods*, DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute, 10: 125-34.
- Colaço, A.; Alves Costa, P.; Mont'Alverne Parente, C.; Silva Cardoso, A. (2021a). *Ground-borne noise and vibrations in buildings induced by pile driving: An integrated approach*, Applied Acoustics, 179: 108059.
- Colaço, A.; Alves Costa, P.; Amado-Mendes, P.; Calçada, R. (2021b). *Vibrations induced by railway traffic in buildings: Experimental validation of a sub-structuring methodology based on 2.5D FEM-MFS and 3D FEM*, Engineering Structures, 240.
- Colaço, A.; Alves Costa, P.; Parente, C.; Moustafa, A. (2022). *Vibrations induced by pile driving: prediction, experimental validation and phenomenological analysis*, Vibration, (under review).

- Deeks, A.; Randolph, M. (1993). *Analytical modeling of hammer impact for pile driving*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics Vol. 17(5). pp. 279-302
- Degrande, G.; Badsar, S. A.; Lombaert, G.; Schevenels, M.; Teughels, A. (2008). *Application of the coupled local minimizers method to the optimization problem in the spectral analysis of surface waves method*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134: 1541-53.
- Ferreira, C. (2009). *The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil*, PhD thesis in Civil Engineering, University of Porto.
- Ferreira, C.; Viana. da Fonseca, A.; Santos, J. A. (2007). *Comparison of simultaneous bender elements and resonant column tests on porto residual soil*. In Solid Mechanics and its Applications, 523-35.
- FHWA (2016). *Design and Construction of Driven Pile Foundations*.
- Fonseca, A. V. D.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J. A.; Almeida, F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques*, Geotechnical and Geological Engineering, 24: 1307-48.
- Grizi, A.; Athanasopoulos-Zekkos, A.; Woods, R. D. (2018a). *Pile Driving Vibration Attenuation Relationships: Overview and Calibration Using Field Measurements*. In Geotechnical Special Publication, 435-44.
- Grizi, A.; Athanasopoulos-Zekkos, A.; Woods, R. D. (2018b). *H-Pile Driving Induced Vibrations: Reduced-Scale Laboratory Testing and Numerical Analysis*. In Geotechnical Special Publication, 165-75.
- Halabian, A.; Naggar, M. (2002). *Effect of non-linear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22: 639-58.
- Hardin, B.; Drnevich, V. (1972a). *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 98: 667-92.
- Hardin, B.; Drnevich, V (1972b). *Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects (Terzaghi Lecture)*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 98: 603-24.
- Homayoun Rooz, A. F.; Hamidi, A. (2019). *A numerical model for continuous impact pile driving using ALE adaptive mesh method*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 118: 134-43.
- Ishibashi, I.; Zhang, X. (1993). *Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay*, Soils and Foundations, 33: 182-91.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics* (Clarendon Press).
- Kausel, E. (1988). *Local transmitting boundaries*, Journal of Engineering Mechanics, 114: 1011-27.
- Khoubani, A.; Ahmadi, M. M. (2014). *Numerical study of ground vibration due to impact pile driving*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, 167: 28-39.
- Lysmer, J.; Udaka, T.; Seed, H.B.; Hwang, R. (1974). *FLUSH: a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*. In, edited by Report EERC 75-30. Berkeley: University of California.

- Masoumi, H. R.; François, S.; Degrande, D. (2009). *A non-linear coupled finite element-boundary element model for the prediction of vibrations due to vibratory and impact pile driving*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 33: 245-74.
- Massarsch, K. R.; Fellenius, B. H. (2015). *Engineering assessment of ground vibrations caused by impact pile driving*, Geotechnical Engineering, 46: 54-63.
- Massarsch, K.R, Fellenius, B. H. (2008). *Ground vibrations induced by impact pile driving*. In 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1-38. Arlington.
- Mesquita, E.; Pavanello, R. (2005). *Numerical methods for dynamics of unbounded domains*, Computational & Applied Mathematics, 24: 1-26.
- Nações Unidas (2022). *United Nations - Population Division*, Available from: <<https://population.un.org/wpp/>>, Accessed 10-07-2022.
- Parente, C.; Alves Costa, P.; Cardoso, A. S. (2019). *Ground-borne vibrations induced by pile driving: Prediction based on numerical approach*. In Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications - Proceedings of the 7th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, 2019, 97-102.
- Ramshaw, C. L.; Selby, A. R.; Bettess, P. (2001). *Ground Waves Generated by Pile Driving, and Structural Interaction*. In International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- Sofiste, T. V.; Godinho, L.; Costa, P. A.; Soares, D.; Colaço, A. (2021). *Numerical modelling for prediction of ground-borne vibrations induced by pile driving*, Engineering Structures, 242.
- Vucetic, M.; Dobry, R. (1991). *Effect of soil plasticity on cyclic response*, Journal of Geotechnical Engineering Division, 117: 89-117.
- Whyley, P.J.; Sarsby, R. W (1992). *Ground borne vibration from piling*, Ground Engineering, 25: 32-37.

# CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM PARAMENTO FRONTAL VEGETADO: ESTUDO DE CASO EM TALUDE RODOVIÁRIO

Reinforced soil with vegetated frontal face: case study in a road slope

Larissa Vieira<sup>a</sup>, Bianca Pentead de Almeida Tonus<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, Brasil.

<sup>b</sup> Universidade Estadual de Ponta Grossa, Brasil.

**RESUMO** – Trata-se de estudo de caso de um talude de aterro na alça de uma interseção rodoviária no município de Colombo, Paraná, no qual foi executado solo reforçado por meio de elementos de malha metálica com paramento frontal vegetado combinados com geogrelhas. Durante a elaboração do projeto, concluiu-se que o sistema empregado seria a alternativa mais vantajosa, técnica e economicamente, comparado às demais alternativas. Os benefícios observados foram o menor custo, o baixo impacto ambiental, o aspecto estético natural do paramento frontal vegetado, a desnecessidade de mão de obra especializada e de equipamentos especiais para a execução. As principais dificuldades identificadas foram a necessidade de controle topográfico rigoroso antes e durante a execução do aterro, necessidade de controle tecnológico constante e a execução da obra ter coincidido com o período chuvoso, acarretando num prazo de execução maior do que o previsto. Constatou-se que tais dificuldades foram causadas por fatores não atinentes ao tipo de contenção em si, mas sim às condições pluviométricas e às características geométricas da interseção.

**ABSTRACT** – A case study of an embankment slope in a highway intersection access road in Colombo municipality, Paraná, in which reinforced soil was executed using metal mesh elements with vegetated facing combined with geogrid is presented. In the design phase, it was concluded that the system used would be the most advantageous alternative, both economically and technically compared to other alternatives. The benefits observed were the lower cost, the low environmental impact, the natural aesthetic aspect of the vegetated frontal wall, and the fact that no specialized manpower or special equipment were needed for the execution. On the other hand, the main difficulties identified were the need for strict topographic control before and during the execution of the embankment, the need for constant technological control and the execution coincided with the rainy season, resulting in an execution period longer than expected. Such difficulties were caused by factors not related to the type of containment itself, but to the rainfall conditions and the geometric characteristics of the intersection.

**Palavras Chave** – Talude, contenção, solo reforçado.

**Keywords** – Slope, soil support, reinforced soil.

## 1 – INTRODUÇÃO

O Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná (DER/PR) é a autarquia responsável pela execução do programa rodoviário cuja finalidade é programar, executar e controlar todos os serviços relacionados a estudos, projetos, obras, conservação, operação e administração das rodovias estaduais do Paraná.

---

E-mails: larissavieira@der.pr.gov.br (L. Vieira), bpatonus@uepg.br (B. Tonus)

Para atender à demanda crescente de tráfego na rodovia estadual PR-417, que faz a ligação entre a capital do Estado e o município de Colombo, o Departamento contratou, em 2018, os serviços para ampliação da sua capacidade de tráfego. Entre as melhorias previstas, estava a implantação de uma interseção em desnível (viaduto) no cruzamento entre a referida rodovia e a Avenida Santos Dumont, no município de Colombo, conforme apresentado na Figura 1.

Para tanto, foram contratadas empresas especializadas para a elaboração do projeto das obras de artes especiais, que seriam os dois viadutos adjacentes, e de estruturas de contenção necessárias para viabilizar a execução da interseção.

Entre as estruturas de contenção cuja necessidade foi observada durante a elaboração do projeto geométrico da interseção, destaca-se o talude do aterro da alça de acesso ao viaduto. Devido às condições topográficas do local, que possui relevo acidentado, houve necessidade de um grande volume de aterro para vencer o desnível existente, e, portanto, havia que se estudar uma solução para uma contenção de altura de aproximadamente 8 metros.



**Fig. 1** – Projeto da interseção da rodovia PR-417 com a Av. Santos Dumont, em Colombo com destaque para localização da contenção (Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2018)

Historicamente, as soluções usualmente adotadas para contenções nos projetos e obras contratados pelo DER/PR são muros de gravidade com concreto ciclópico ou gabiões e cortinas atirantadas. No decorrer dos anos, as contenções em concreto armado, com ou sem o uso de tirantes, foram e ainda são muito utilizadas, contudo, quando há necessidade de executar contenções com maiores alturas, o custo deste tipo de estrutura eleva-se consideravelmente (Ehrlich e Becker, 2009).

No caso em estudo, devido ao grande volume do aterro e à altura necessária da contenção, após realizar estudos comparativos das alternativas, optou-se por uma solução diferente das comumente empregadas no âmbito do órgão.

A solução adotada foi a execução de solo reforçado, dotado de paramento frontal com revestimento vegetal, que consiste na instalação de elementos de malha metálica revestida por polímero, que são resistentes à tração e convenientemente orientados para aumentar a resistência do solo e diminuir a deformabilidade do maciço. Comercialmente, este tipo de contenção é denominado pelo fabricante como Terramesh Verde. Além disso, também foram utilizadas geogrelhas ancoradas no terreno, amarradas aos elementos citados, para reforço do maciço.

O paramento frontal deste tipo de contenção contém uma geomanta flexível tridimensional que apresenta mais de 90% de vazios, fabricada a partir de filamentos grossos de polipropileno fundidos nos pontos de contato. Além de proteger o solo exposto da ação das intempéries, facilita o crescimento da vegetação, pois retém os insumos utilizados para a implantação da vegetação (sementes, por exemplo) que, sem a geomanta, seriam carreadas devido à inclinação do talude. Assim, obtém-se o revestimento com cobertura vegetal, e a interferência na paisagem é mínima, configurando-se como uma solução de baixo impacto ambiental (Maccaferri, 2020).

Neste trabalho, serão apresentados alguns aspectos do projeto, abordando a concepção da contenção e seu dimensionamento, e na sequência aspectos da execução, no que se refere às principais vantagens e dificuldades na utilização deste tipo de estrutura. O objetivo é analisar a solução de contenção proposta, já que a mesma não é usualmente empregada nas obras rodoviárias públicas do estado.

## **2 – BREVE REFERENCIAL TEÓRICO**

Os solos reforçados têm se mostrado como uma alternativa de contenção de taludes de aterro com boa vantagem técnica, econômica e ambiental, tornando-se uma opção bastante interessante para aplicação em diversas obras de engenharia. A seguir são apresentadas as principais informações obtidas do levantamento bibliográfico realizado sobre os tópicos considerados mais relevantes para o estudo.

### **2.1 – Solo reforçado**

Segundo a norma NBR 11682 (ABNT, 2009), as estruturas de solo reforçado são aquelas cuja estabilidade é garantida pelo reforço do terreno com elementos resistentes introduzidos em seu interior, que trabalham conjuntamente com o terreno, podendo ser grampos, fitas, geossintéticos e outros.

A técnica de contenção de taludes por meio de estruturas de solo reforçado é caracterizada por apresentar soluções mais econômicas, simples e de fácil e rápida execução, quando comparadas às estruturas convencionais de contenção (Pedroso, 2000).

No geral, os solos possuem elevada resistência aos esforços de compressão, porém baixa resistência aos esforços de tração. Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais devido à compressão e deformações laterais devido à tração (extensão). No entanto, se a massa de solo estiver reforçada, as deformações laterais são reduzidas devido ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço (Sieira, 2003).

Há diversos tipos de estrutura de solo reforçado, contudo neste trabalho será dado enfoque à solução objeto deste estudo de caso, que consiste na introdução de elementos específicos resistentes à tração, orientados convenientemente para aumentar a resistência do solo e reduzir a deformabilidade do maciço.

Os elementos utilizados nesta solução são constituídos por malha hexagonal de dupla torção feita de arames de aço de baixo teor de carbono revestidos por liga metálica de Zn/Al e por um revestimento polimérico, e associam-se a um paramento frontal plano composto pela mesma malha, geralmente inclinado a 70°. O paramento é reforçado por varetas de aço e possui revestimento de tela eletrosoldada associada a uma geomanta ou biomanta, e é sustentado por dois elementos metálicos em forma de “mão francesa (Maccaferri, 2017).

Na contenção deste estudo de caso, o solo reforçado também possui geogrelhas tecidas (ou entrelaçadas) amarradas aos elementos da contenção, como reforço secundário da estrutura.

A interação entre o solo e a geogrelha é função dos mecanismos de cisalhamento na interface entre o solo e as tiras longitudinais e transversais da geogrelha; e do cisalhamento do solo confinado nas aberturas da malha, que pode ser dividido em dois componentes: cisalhamento do solo

intertravado e puncionamento dos membros de ancoragem (Bauer e Mowafy, 1988; Oostveen *et al.*, 1994 *apud* Sieira, 2003).

A resistência ao arrancamento de solos reforçados com geogrelhas depende da resistência da interface e da resistência passiva do solo aos elementos transversais, sendo que a primeira é devida ao desenvolvimento de atrito e de adesão ao longo da superfície de reforço. O efeito preponderante sobre o valor da resistência ao arrancamento depende da relação entre a abertura da geogrelha, do tipo de solo – especialmente da granulometria, entre outros (Jewell *et al.*, 1984).

A resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da interface solo-reforço depende majoritariamente do tipo de reforço empregado. Nas geogrelhas, a resistência ao arrancamento é primeiramente mobilizada pelo atrito e pela adesão superficial, que necessitam de um pequeno deslocamento para que sejam mobilizados. Posteriormente, ocorre a mobilização da resistência passiva, para maiores deslocamentos. O atrito na interface entre o solo e a geogrelha depende do tipo do solo e da rugosidade da geogrelha, enquanto a resistência passiva do solo aos elementos transversais depende de muitos fatores, como a tensão de confinamento, a geometria da geogrelha e a relação entre diâmetros, ou seja, entre o tamanho médio dos grãos do solo e o tamanho das aberturas da geogrelha (Farrag *et al.*, 1993).

Dentre os diversos tipos de soluções para solos reforçados, a combinação com o paramento vegetado alia o fator estético, eliminando a agressividade visual de materiais como o concreto no cenário da obra (Ananias *et al.*, 2009), à proteção contra processos erosivos superficiais e até danos por vandalismo ou furto de materiais.

Neste contexto, alguns autores analisaram a solução de solo reforçado com paramento vegetado, com relação às suas aplicações e potencialidades. Segundo Santos (2004), a associação da malha constituinte do paramento frontal com uma biomanta ou geomanta favorece o crescimento da vegetação semeada por todo o talude, protegendo sua superfície contra possíveis processos erosivos. O autor também menciona que uma das vantagens desse sistema seria a flexibilidade do tipo de estrutura, pois é possível acompanhar os desníveis do terreno mantendo sua integridade estrutural. Como desvantagem, o autor menciona a necessidade de grandes volumes de empréstimos de material para a implantação.

No trabalho elaborado por Reis (2018), o autor realizou modelagens com três alturas diferentes de contenções: 7,93, 9,76 e 12,20 metros, a serem executadas com a solução objeto deste estudo, para verificar qual o comprimento do reforço (porção da malha do elemento ancorada no terreno) necessário para cada altura, para atingir o fator de segurança global mínimo igual a 1,5. Os valores dos comprimentos obtidos foram iguais a 7, 10 e 13 metros, respectivamente.

Segundo Alves (2017), o sistema de solo reforçado com elementos de malha metálica e paramento vegetado possibilita a preservação da permeabilidade e da capacidade drenante do terreno e combina, portanto, as necessidades de estabilização e sustentabilidade ambiental, sem afetar a competitividade econômica do produto. Assim, torna-se uma opção eficiente e adaptável às mais diversas condições.

Entre os casos de obras de contenções com a tecnologia objeto deste estudo, o próprio fabricante apresenta alguns casos de aplicação do sistema em diversos locais: muro de contenção de altura aproximada de 4,20 metros em Brasília; contenção para criação de nova célula de aterro sanitário no município de Betim em Minas Gerais, com 156 metros de extensão e 8 metros de altura; muro de contenção em condomínio na Guatemala, com 7,20 metros de altura; reforço de talude de aterro rodoviário em Kiratpur, na Índia (Maccaferri, 2014, 2016a, 2016b, 2016c).

Costa Junior *et al.* (2016) estudaram a utilização da técnica para reforço de um aterro com altura de 30 metros na seção crítica, na pista de um aeroporto executivo no município de São Roque, em São Paulo. Segundo os autores, a solução foi escolhida devido à necessidade de se indicar um acabamento frontal que possuísse a função de proteção dos geossintéticos utilizados para reforço do terreno, aumento da rigidez, integração à paisagem e flexibilidade.

## 2.2 – Análise de custos de obras de solo reforçado

Um aspecto de grande importância, principalmente no âmbito de obras públicas, é o custo deste tipo de estrutura. Há poucos estudos específicos de custo de implantação do sistema objeto deste estudo, mas é possível fazer uma analogia com sistemas de solo reforçado no geral.

Diversos autores afirmam, a partir de seus estudos, que as técnicas de solo reforçado apresentam custos menores quando comparadas aos métodos tradicionais. Segundo Benjamin (2006), muros e taludes executados com solo reforçado custam, em geral, de 30 a 50% menos do que as soluções convencionais, de modo que a economia aumenta com a altura da estrutura.

Elias *et al.* (2001, *apud* Magalhães, 2016) realizaram um estudo comparativo entre custos de alternativas de estruturas de contenções nos Estados Unidos, demonstrando a vantagem econômica do solo reforçado sobre as demais opções.

Com relação aos autores que realizaram análises de custos no Brasil, Avesani Neto *et al.* (2013) realizaram um levantamento de custos de execução no estado de São Paulo e uma análise comparativa entre alternativas de muro de flexão em concreto armado, gabião, terra armada e solo reforçado com geossintéticos, considerando três alternativas para o faceamento do último: bloco, painel e envelopamento. Os resultados mostraram que, para todas as alturas avaliadas, a alternativa de solo reforçado com geossintético foi a mais econômica.

Pessoa (2016) desenvolveu um estudo comparativo entre técnicas de contenção de solo reforçado com geogrelhas com faceamento em blocos pré-moldados, terra armada e muro de gravidade em concreto. Para as alturas analisadas (2 a 10 metros), considerando os custos do município de Natal, no estado do Rio Grande do Norte a terra armada apresentou o menor custo por metro quadrado de face, enquanto o muro de gravidade em concreto resultou em custos mais competitivos apenas para alturas inferiores a 4 metros. O autor afirma que seus resultados diferem de Avesani Neto *et al.* (2013) possivelmente devido à escolha do material da face em blocos pré-moldados, que podem tornar a opção de solo reforçado mais onerosa.

Torres *et al.* (2019) apresentam a evolução de custos com a altura da contenção, com base em preços do município de Jataí no Estado de Goiás, comparando um muro a flexão e um muro de solo reforçado com geogrelha. Para a menor altura analisada, igual a 3 metros, o custo do muro a flexão supera o custo do solo reforçado em 188,8%, e para a maior altura analisada, de 6 metros, a diferença sobe para 260,2%.

Assunção *et al.* (2019), em seu estudo comparativo entre o sistema de contenção com solo reforçado com geogrelhas e muro de gabiões, considerando custos vigentes no Estado de São Paulo concluíram que o primeiro é mais viável economicamente e mantém uma proporção linear no aumento de seu custo à medida que se aumenta a altura da contenção. Já os muros de gabiões, além de apresentarem um custo inicial maior, tem seu preço crescendo exponencialmente com o aumento da altura da contenção.

Em contrapartida, Campelo *et al.* (2015) comentam, em sua publicação sobre estabilidade de muros de gravidade com gabiões em Manaus, no Estado do Amazonas, que a utilização de sistemas estruturais específicos como o Terramesh nem sempre constituem a solução mais econômica, uma vez que os insumos precisam ser importados de outros centros do país, acarretando em prazos maiores e custos sobrelevados para a execução da obra.

Entre os fatores que levam as contenções de solo reforçado a apresentar uma melhor relação custo benefício se pode citar, primeiramente, que a inclusão de elementos sintéticos no aterro permite adotar estruturas com face vertical ou taludes mais íngremes resultando, portanto, em um menor volume de aterro compactado ao comparar com um aterro sem reforço e taludes menos íngremes, que resultam em extensões maiores devido à inclinação no talude e portanto, aterros de maior volume (Sieira, 2003; Ehrlich *et al.*, 2015).

É sabido que o custo do transporte é um fator decisivo na escolha da jazida para se obter o material de aterro. Neste contexto, o uso de reforço permite o emprego de solos locais, ainda que

sejam de qualidade inferior, reduzindo a necessidade de transportar solos de jazidas mais distantes da obra (Lopes, 2001; Santos, 2004).

Também é possível citar que o processo executivo não exige mão de obra qualificada nem equipamentos específicos, podendo utilizar equipamentos convencionais de terraplenagem. Por fim, complementa-se ainda que o tempo de execução da obra geralmente é reduzido, já que dispensa o uso e montagem de formas, escoramentos e andaimes, bem como não há necessidade de espera pela cura do concreto.

### 3 – ASPETOS DO PROJETO

A contenção deste estudo foi necessária pois, de acordo com a geometria proposta para a referida interseção, apresentada na Figura 2, a alça de acesso precisava vencer um desnível de aproximadamente 12 metros de altura, considerando as condições do terreno local, que é bastante acidentado.



**Fig. 2** – Planta de localização da contenção na alça de acesso da interseção (adaptado de Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2018)

A faixa de domínio da rodovia em epígrafe, segundo o Decreto n.º 14.647 (1969), é igual a 40 metros, sendo 20 metros para cada lado a partir de seu eixo. Para viabilizar a execução da alça de acesso da interseção com a geometria proposta, foi necessário desapropriar parte dos terrenos adjacentes à rodovia. Com o objetivo de minimizar a área a ser desapropriada, foi proposta a execução da contenção no local.

Inicialmente, o projetista estudou uma contenção de aproximadamente 5,50 metros de altura, localizada desde a base do talude até aproximadamente metade da sua altura, sendo o restante do talude tendo sua inclinação abatida por aterro sem reforço.

Além da altura do aterro, outro aspecto considerado no projeto foi a existência de uma surgência de água no terreno, próxima ao local do aterro, que resulta em um curso d'água perpendicular ao aterro, de regime intermitente. Sendo assim, a solução dada deveria também permitir que essas águas aflorantes fossem escoadas de forma eficiente e sem prejudicar a estabilidade do aterro.

Além disso, o órgão ambiental local responsável pela Outorga de Águas – o atual Instituto de Água e Terra (IAT), também apontou a necessidade de apresentar uma solução de engenharia que não causasse a supressão deste afloramento de água, procurando manter as características hidrogeomorfológicas naturais do terreno.

### 3.1 – Alternativas de contenção estudadas na fase de projeto

Considerando as premissas da altura da contenção e da existência da surgência de água, as alternativas estudadas inicialmente no projeto foram: Terramesh, Terramesh Verde, terra armada e muro a gravidade de concreto ciclópico.

A alternativa de utilização do sistema Terramesh foi apontada como uma solução eficiente pois, além de atender ao requisito da altura, também possui uma adaptação satisfatória ao sistema de drenagem. Além da grelha existente do elemento Terramesh ancorada no terreno, o projetista apontou que estruturalmente seria necessário o reforço secundário com geogrelhas resistentes à tração.

Como aspecto negativo deste tipo de contenção, o DER apontou o material constituinte do paramento frontal da contenção, que possui tela metálica aparente. Em locais de fácil acesso por pedestres, como é o caso desta interseção, é possível que ocorra vandalismo ou furto do material do paramento, prejudicando a estabilidade da contenção.

Para superar esse aspecto, o projetista sugeriu a solução com o sistema Terramesh Verde, pois nesse caso o paramento frontal ficaria sem nenhum material aparente, somente com vegetação. Além disso, essa solução também poderia ser adaptável à existência de um elemento drenante em sua base, para permitir o fluxo do curso d'água intermitente existente no local.

A alternativa em terra armada, muito comum na execução de aterros, permite que a inclinação do paramento frontal seja vertical. Contudo, além de possuir um elevado custo inicial, exige, com o passar do tempo, manutenção das placas de concreto de seu paramento, o que poderia encarecer ainda mais seu custo. Além disso, a solução não apresenta boa compatibilidade com a necessidade de drenagem do local.

O muro de gravidade de concreto ciclópico foi incluído na análise de alternativas por ser a solução usualmente adotada pelo DER, já que seu método executivo é amplamente conhecido, ainda que altura da contenção resultaria em um elevado consumo de concreto, acarretando o aumento significativo do custo da contenção.

Na matriz de análise das alternativas analisaram-se critérios considerados relevantes para a escolha da contenção, classificando cada solução proposta como “atende ao requisito” e “não atende ao requisito”, com exceção do custo, que foi avaliado com relação a sua expressividade em três níveis, sendo Nível 1 custo mais baixo e Nível 3 custo mais alto.

Os critérios analisados na matriz de decisão são apresentados a seguir:

a) Mobilização de equipamento: avalia a viabilidade de utilizar os equipamentos necessários para a execução da contenção no local, no que se refere à disponibilidade do equipamento para a região. Nesse caso, todas as alternativas estudadas foram classificadas como “atende ao requisito”.

b) Espaço necessário para instalação do equipamento: avalia se o espaço disponível para a execução da contenção é suficiente para utilização do respectivo equipamento. Novamente, todas as alternativas foram classificadas como “atende ao requisito”.

c) Compatibilização com a drenagem local: avalia se a alternativa é compatível com a execução de um sistema drenante para escoamento da água aflorante no local. A única alternativa que não atendeu ao requisito foi a solução em terra armada.

d) Altura da contenção: verifica se a solução proposta é viável, estruturalmente, para conter a altura do aterro. Todas as alternativas atenderam ao requisito.

e) Espaço para a implantação da contenção: avalia se o espaço existente é suficiente para a execução das soluções propostas devido à inclinação de sua face, de modo que quanto mais vertical o paramento, menor será o espaço necessário. Todas as alternativas atenderam ao requisito.

f) Método executivo da obra: avalia se o método construtivo da contenção é compatível com o tipo de talude (aterro). Todas as alternativas atenderam ao requisito.

g) Interferências locais com infraestrutura existente: avalia se a solução proposta tem execução viável mesmo com a interferência de outros elementos (postes, dutos etc.). Todas as alternativas atenderam ao requisito.

h) Custo: a expressividade do custo de cada solução foi estimada de acordo o conhecimento prévio do projetista, resultando em um custo Nível 3 (mais caro) para as soluções de terra armada e muro a gravidade, Nível 2 para o Terramesh e Nível 1 para o Terramesh Verde.

Após análise prévia dos critérios, embora não tenham sido atribuídos pesos para cada critério analisado, verificou-se que os mais relevantes para a escolha seriam a compatibilidade com a drenagem do curso d'água local; e o espaço disponível para a contenção, que deveria ter uma inclinação próxima à vertical.

Neste sentido, a opção pela solução de terra armada foi descartada, pois ainda que seu paramento possua inclinação vertical, seu método executivo não é compatível com a necessidade de drenagem do local, devido ao posicionamento das placas de concreto do paramento frontal, além de seu custo ser usualmente mais elevado.

A solução de Terramesh, embora atenda aos critérios considerados mais relevantes, também foi descartada, por conta de sua suscetibilidade à ocorrência de vandalismo e furto do material do paramento frontal (tela metálica e rachão).

Sendo assim, as opções consideradas mais adequadas ao local foram o Terramesh Verde e o muro a gravidade de concreto ciclópico. Para essas alternativas, foi elaborado um orçamento pelo projetista, com a finalidade de comparar os custos e realizar a decisão do tipo da contenção.

Para a contenção em Terramesh Verde, foi considerada a execução de uma base do muro em material rochoso (enrocamento de pedra de mão), elementos Terramesh Verde, geogrelhas tecidas com duas resistências à tração diferentes (200 kN/m para as primeiras camadas, em maior profundidade e 120 kN/m para as demais camadas), material terroso (1ª categoria<sup>1</sup>) para o aterro e sua compactação, além de hidrossemeadura na face do talude.

Na Tabela 1 a seguir são apresentados os custos resultantes do orçamento, considerando a Tabela de Preços do DER/PR vigente à época do projeto (data base 2017, com desoneração) e demais cotações realizadas pelo projetista para os serviços que não constavam na tabela.

**Tabela 1** – Orçamento para a solução Terramesh Verde com base na Tabela de Preços do DER/PR (data base 2017, com desoneração)

Serviço	Unid.	Qtde.	Custo unitário (R\$)	Custo (R\$)
Enrocamento pedra de mão arrumada	m <sup>3</sup>	275,600	226,61	62.453,72
Terramesh Verde 70° x 0,60 x 3,00m un 153,000 926,66 141.778,98	un	153,000	926,66	141.778,98
Geogrelha tecida com filamentos de poliéster + PCV resistência longitudinal 120 kN/m inclusive colocação	m <sup>2</sup>	2.081,000	31,56	65.676,36
Geogrelha tecida com filamentos de poliéster + PCV resistência longitudinal 200 kN/m inclusive colocação	m <sup>2</sup>	581,000	42,10	24.460,10
Escavação e carga mat. jazida 1a. cat. Inclusive transporte	m <sup>3</sup>	2.821,906	57,89	163.360,14
Reaterro e apiloamento mecânico	m <sup>3</sup>	2.555,337	27,21	69.530,72
Compactação de aterros 95% da energia Proctor Normal	m <sup>3</sup>	5.110,695	3,86	19.727,28
Hidrossemeadura para face do terramesh verde	m <sup>2</sup>	183,600	6,69	1.228,28
			<b>Total</b>	<b>548.215,58</b>

<sup>1</sup> Materiais de 1ª categoria referem-se aos solos em geral, residuais ou sedimentares, seixos rolados ou não, com diâmetro máximo inferior a 0,15 m (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2009).

Para o orçamento da solução de muro de gravidade com concreto ciclópico, foi considerada uma seção típica trapezoidal com base alargada e altura variável, e calculado o volume necessário de concreto ciclópico com base na distância média entre as estacas. Também foram considerados as formas e o escoramento para a concretagem, além do solo para o aterro e sua compactação, resultando no orçamento apresentado na Tabela 2, obtido a partir da Tabela de Preços do DER/PR (data base 2017, com desoneração) e cotações para os serviços não constantes na tabela.

**Tabela 2** – Orçamento para a solução de muro a gravidade com concreto ciclópico, com base na Tabela de Preços do DER/PR (data base 2017, com desoneração)

Serviço	Unid.	Qtde.	Custo unitário (R\$)	Custo (R\$)
Concreto ciclópico Fck=15 MPa, inclusive lançamento	m <sup>3</sup>	1.343,410	275,32	369.867,64
Formas de madeira compensada resinada	m <sup>2</sup>	400,000	86,56	34.624,00
Escoramento simples	m <sup>3</sup>	304,000	58,73	17.853,92
Compactação de aterros 95% da energia Proctor Normal	m <sup>3</sup>	7.666,032	3,86	29.590,88
Escavação e carga mat. jazida 1a. cat. Inclusive transporte	m <sup>3</sup>	2.821,910	57,89	163.360,37
Local - caminhão basculante (transporte de botafora)	t	200,000	55,71	11.142,00
			<b>Total</b>	<b>626.438,81</b>

Com base nos custos resultantes do orçamento, verificou-se que a solução em Terramesh Verde apresentou o menor custo inicial, ainda que a diferença não tenha sido tão expressiva, sendo o custo do Terramesh Verde aproximadamente 12% inferior ao custo do muro a gravidade de concreto ciclópico.

A escolha pelo Terramesh Verde também foi motivada, além do menor custo, por possuir menor impacto ambiental, principalmente quando comparada ao elevado consumo de concreto que seria necessário para a estrutura a gravidade. Visualmente, o aspeto estético do paramento vegetado também se demonstra vantajoso à agressividade do concreto, já que o local da contenção, ainda que esteja situado em uma área urbanizada, é utilizado para criação de ovinos e possui vegetação abundante, inclusive espécies nativas.

### 3.2 – Características do solo local

Para o reconhecimento do solo local, o projeto previa a execução de sondagens de simples reconhecimento com SPT, em acordo com a Norma NBR 6484 (ABNT, 2001). No local da contenção objeto deste estudo de caso, foram realizados dois furos, cuja localização com relação à posição da contenção pode ser observada na Figura 3.

No furo denominado SP-005, foi identificada uma camada superficial (até 1,70 metros de profundidade) de argila siltosa média, pouco plástica, de cor vermelha, com índice NSPT igual a 6; seguida de uma camada silte arenoso até 4,70 metros de profundidade, não plástico, pouco a medianamente compacto, de cor vermelha, com índice NSPT médio igual a 9.

Na sequência, foi identificada uma camada de silte não plástico, medianamente compacto a compacto de cor amarelada até atingir o impenetrável ao amostrador SPT (segundo os critérios da norma NBR 6484 de 2001) na profundidade de 12,45 metros. Para a última camada, o índice NSPT médio foi igual a 26. Neste furo, não foi identificado o nível d'água na data de realização do ensaio.

No furo denominado SP-006, o solo encontrado foi uma argila plástica média de cor marrom, até a profundidade de 1,70 metros, com NSPT igual a 6. Em seguida, foi identificada uma camada de

silte não plástico, pouco compacto a compacto de cor variegada, até atingir o impenetrável ao amostrador SPT (pelos critérios da NBR 6484) a 14,45 metros de profundidade. Nesta camada, o índice  $N_{SPT}$  médio foi igual a 19. Neste furo, localizado em uma cota mais baixa que o furo SP-005, o nível d'água foi encontrado a uma profundidade de 8,10 metros.

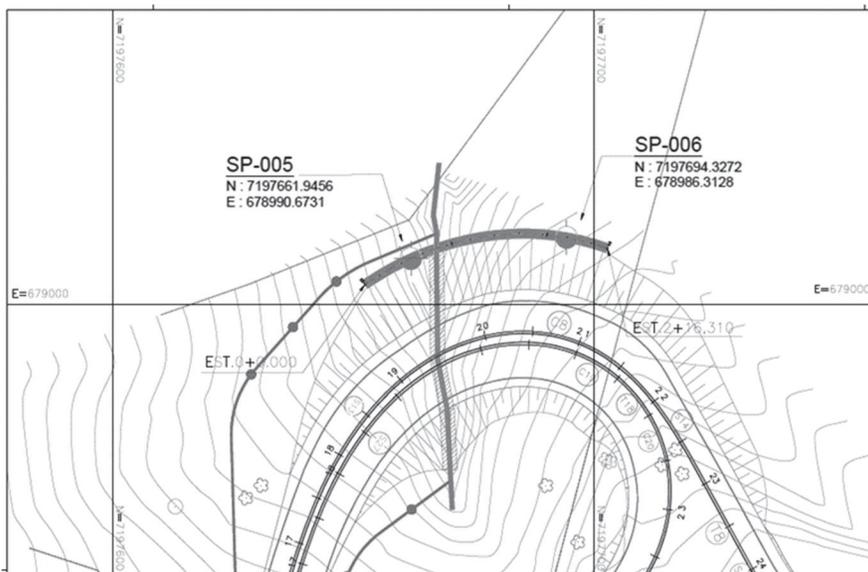
Para a caracterização do solo local, também foram realizados ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e análise granulométrica, de acordo com as normas DNER-ME 122 (1994a), DNER-ME 082 (1994b) e DNER-ME 080 (1994c) respectivamente.

### 3.3 – Dimensionamento da contenção

Tendo em vista que o contrato de elaboração do projeto não abrangia a realização de ensaios para determinação direta dos parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito interno e coesão), os mesmos foram adotados pelo projetista, com base em diversas bibliografias e sua experiência prévia, a partir dos valores do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) resultantes do ensaio SPT realizado e a classificação granulométrica das amostras de solo.

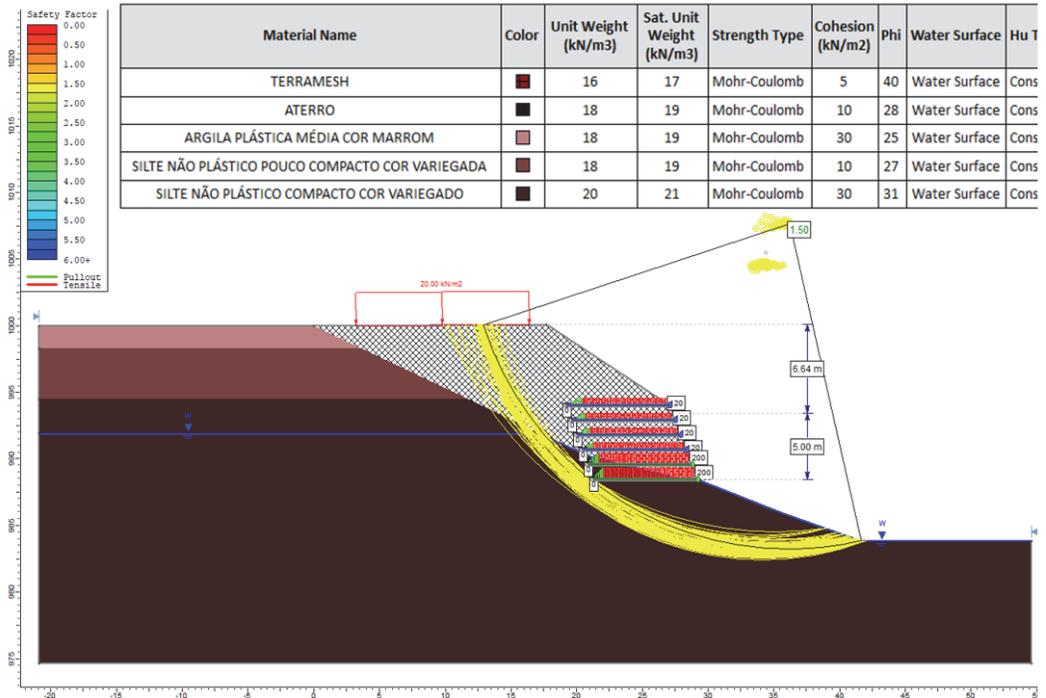
Para o cálculo da estabilidade global, foi considerado um Fator de Segurança (FS) mínimo igual a 1,50, em acordo com o estipulado na norma NBR 11682 (2009). A verificação foi realizada pelo Método de Bishop Simplificado, pelo qual é considerada uma superfície de ruptura circular, de modo que seja obtido o equilíbrio de forças solicitantes e resistentes em cada uma das lamelas. O *software* utilizado para a análise de estabilidade foi o Rocscience Slide.

O dimensionamento da estrutura, neste caso, foi realizado a partir da análise do equilíbrio quantos aos fatores internos e externos à estrutura. Para os fatores externos, foi verificada a segurança em relação ao deslizamento e ao tombamento da estrutura, quanto à capacidade de carga da fundação e à possibilidade de ruptura global. Quanto aos fatores internos, foi verificada a possibilidade de ruptura à tração e o arrancamento dos reforços, no *software* Macstars 2000 (1998).



**Fig. 3** – Posição dos furos de sondagem SPT realizados no local da contenção, na fase de projeto (Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2017)

Após algumas simulações no *software*, considerando a seção mais crítica da contenção, o FS mínimo de 1,50 foi atingido com duas camadas na base reforçadas com geogrelha tecida com resistência à tração de 200 kN/m e mais 4 camadas com reforço de geogrelha tecida com resistência

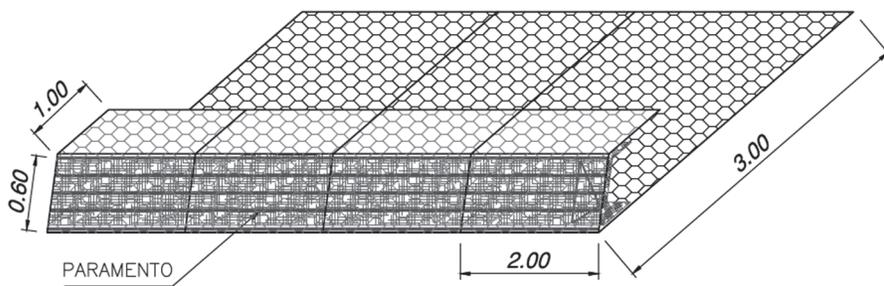


**Fig. 4** – Superfície de ruptura com FS = 1,50 (Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2017)

à tração de 120 kN/m, ambas com 8 metros de comprimento de ancoragem no aterro, conforme pode ser observado na Figura 4.

Após o dimensionamento da estrutura da contenção, foi entregue ao DER/PR o Projeto Executivo de Engenharia com os elementos para execução da obra: planta da contenção, perfil longitudinal, seções transversais e demais detalhes, tais como costuras, sobreposições, reforço da curva entre outros, bem como o método executivo.

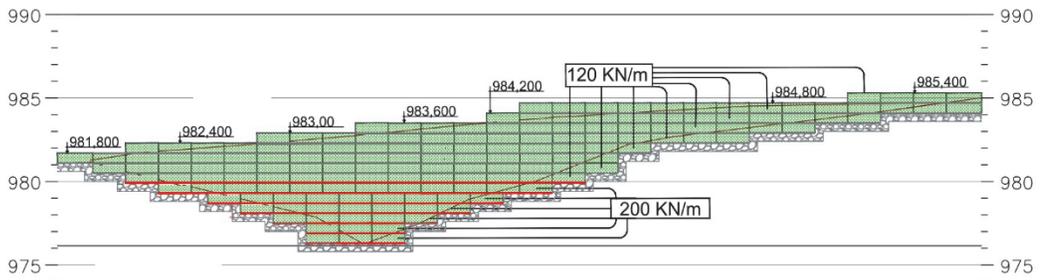
A contenção projetada resultou em aproximadamente 56 metros de comprimento (em curva), com alturas variáveis, divididas em camadas de 60 cm de solo compactado intercaladas com os elementos de Terramesh Verde. Tais elementos possuem 2 metros de largura e 3 metros de comprimento (nos quais foram sobrepostos 8 metros de geogrelha de reforço), 60 cm de altura da



**Fig. 5** – Detalhe dos elementos Terramesh Verde no Projeto Executivo (Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2017)

face do elemento e 1,0 metro para a dobra, tudo em uma tela única, que permite que a estrutura da contenção trabalhe em conjunto (Figura 5).

O perfil longitudinal projetado pode ser observado na Figura 6. Nas camadas mais inferiores (em vermelho), foi previsto o reforço com geogrelha com resistência à tração de 200 kN/m, e as demais camadas (superiores) possuem reforço com geogrelha com resistência à tração de 120 kN/m.



**Fig. 6** – Perfil longitudinal na contenção de Terramesh Verde (adaptado de Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2017)

Nas notas de projeto, foram estabelecidas algumas condicionantes necessárias ao sucesso da contenção, tais como:

- Necessidade de confirmação dos parâmetros de resistência do solo a ser utilizado no aterro, que deve atender, no mínimo, ao considerado na análise de estabilidade: ângulo de atrito interno igual a 25°, coesão igual 10 kPa e peso específico natural igual a 18 kN/m<sup>3</sup>;

- O solo empregado no corpo do aterro deve estar isento de matéria orgânica e outras impurezas, bem como deve apresentar expansividade inferior a 2,0%, aferida pelo ensaio *California Bearing Ratio* (CBR);

- A execução da face e a respectiva instalação dos elementos Terramesh Verde devem ocorrer simultaneamente à execução do aterro, que deverá ser compactado em camadas com espessura máxima acabada de 20 cm, até atingir o grau de compactação mínimo de 98% da energia normal de compactação;

- A compactação do aterro na faixa de 1 metro adjacente à face da contenção, deve ser realizada com equipamentos manuais (placa vibratória ou sapo mecânico), para evitar danos aos elementos da face; e

- Necessidade de confirmação da topografia do terreno natural.

#### 4 – ASPETOS DA EXECUÇÃO

O projeto da contenção em Terramesh Verde previa a utilização, para a execução do aterro, do material existente sob os viadutos, que seria escavado para a abertura da pista sobre as obras de arte especiais. Contudo, devido ao elevado volume do aterro, esse material não seria suficiente, sendo necessário importar solo de uma jazida comercial para complementar o aterro.

No decorrer da execução da obra de ampliação de capacidade da rodovia, foi identificada a necessidade de algumas alterações na geometria da interseção, que acabaram por afetar também a geometria da contenção, reduzindo sua extensão para 54 metros e modificando a distribuição dos elementos na face da contenção. Tais alterações foram realizadas pelo projetista a partir da demanda da fiscalização da obra.

Antes de se iniciar a execução do Terramesh Verde e conforme orientação do projetista de verificar a topografia do terreno natural, foi realizado o levantamento de seções ao longo da extensão da contenção, aproximadamente a cada metro, com o objetivo de emitir as notas de serviço à empresa executora da contenção.

Geralmente as notas de serviços são emitidas com espaçamentos maiores, contudo, como a geometria da contenção é em curva, foi necessário reduzir a distância de cada seção para poder obter um bom nível de detalhamento, considerando também que o terreno no local é bastante acidentado.

Com relação às condicionantes colocadas pelo projetista para os parâmetros de resistência mínimos do material do aterro, foram realizados ensaios de cisalhamento direto adensado rápido para determinação do ângulo de atrito e da coesão do solo a ser empregado no aterro. Os ensaios foram realizados com velocidade de carregamento de 0,70 mm/min para tensões normais de 49,03, 98,07, 147,10 e 196,13 kPa, e resultaram em um ângulo de atrito de 31,8° e coesão nula.

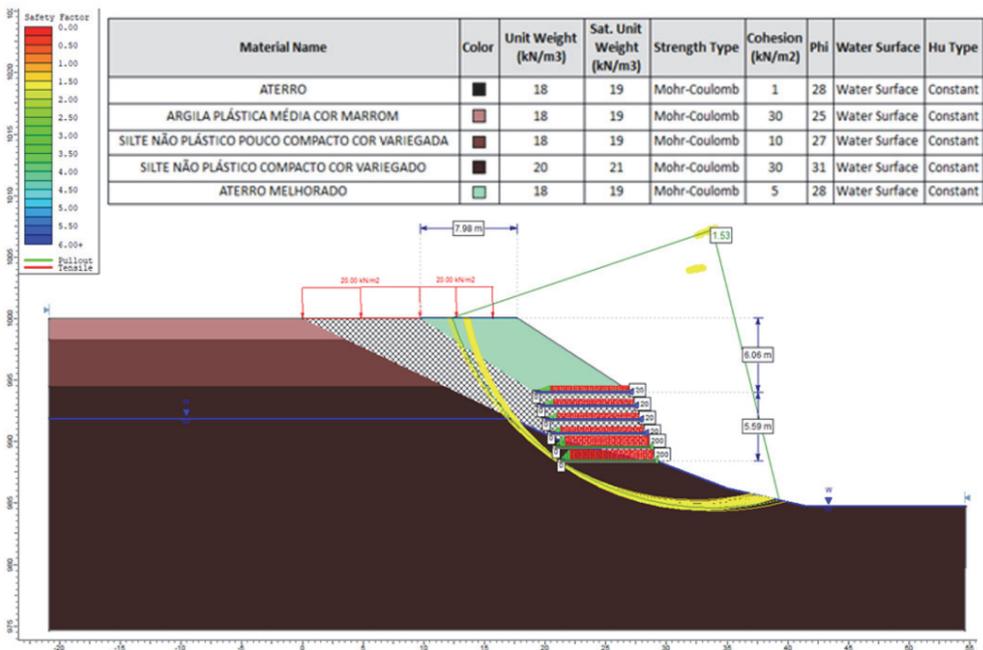
Tendo em vista que os parâmetros considerados na análise de estabilidade eram um ângulo de atrito de 25° e coesão de 10 kPa, o projetista foi contatado para verificar se o solo ensaiado que se pretendia empregar no aterro atendia ao FS de estabilidade global mínimo de 1,50.

Com relação à expansividade do material, os ensaios de CBR indicaram um valor de expansão igual a 0,5%, sendo inferior ao máximo de 2,0% estipulado pelo projeto.

Após adequação dos dados do solo no software de análise de estabilidade, foi verificado que a estabilidade global do maciço foi mantida, com FS igual a 1,50. Contudo, para a porção do aterro sobre a contenção, cujo talude teria inclinação aproximada de 1,5:1 (h:v), o FS resultante seria igual a 1,12, ficando abaixo do recomendado pela norma NBR 11682 (2009).

Isso porque o solo que se pretendia empregar no aterro é arenoso e apresenta um bom comportamento mecânico quando confinado, mas nessa porção do aterro não estaria nesta situação. Ainda, cabe ressaltar que os solos arenosos são mais suscetíveis à erosão, podendo afetar a parte mais superficial do talude de aterro.

A solução dada pelo projetista para atingir o FS mínimo estabelecido pela norma foi substituir o material do aterro em uma faixa de aproximadamente 8 metros mais próximos à face, por um material com coesão mínima de 5 kPa, conforme exibido na Figura 7. Assim, seria atingido um FS igual a 1,53. Tal solução foi adotada na execução da contenção.



**Fig. 7** – Nova análise de estabilidade para o aterro, considerando a substituição da faixa de material (verde claro) por um solo com coesão mínima de 5 kPa

Foi localizado um material para utilização na faixa mais externa no aterro, para o qual foi realizada a caracterização, resultando em solo argiloso com as seguintes propriedades: limite de liquidez igual a 56%; limite de plasticidade igual a 41%; índice de plasticidade igual a 15% e classificação no sistema TRB como solo A-7-5. Contudo, não foi realizado novo ensaio de cisalhamento direto para confirmação da coesão.

Após a verificação das características do solo a ser utilizado na execução do aterro e a emissão das notas de serviço, foi iniciada a execução do aterro, em acordo com o método executivo e demais indicações do Projeto Executivo de Engenharia. Primeiramente, foi executada uma camada de rachão, com espessura aproximada de 0,50 metros, para constituir a base da porção do aterro com os elementos Terramesh Verde.

Na sequência, os elementos do Terramesh Verde foram posicionados em seu local definitivo e o segmento da face foi armado na inclinação prevista em projeto, igual a 70°. A geogrelha de reforço foi sobreposta à malha horizontal do Terramesh, a partir da parte inferior face, e a ela conectada por meio de costuras, conforme detalhamento do projeto. Não foi previsto, portanto, o envelopamento da camada com a geogrelha, somente com a face do elemento Terramesh. Em seguida, foi espalhado o material para compactação da primeira camada, cuja espessura é de 20 cm (acabada). O arranjo da execução da primeira camada pode ser observado na Figura 8.



**Fig. 8** – Execução da primeira camada do Terramesh Verde, sob a base de rachão

Após o espalhamento do material, foi realizada sua compactação com teor de umidade ótimo de 22,1%, até atingir a espessura de 0,2 m e o grau de compactação previsto em projeto. Conforme orientações do fabricante, reforçadas pelo projetista, os equipamentos pesados de compactação mantiveram, durante a execução, uma distância mínima de 1,0 metro do paramento frontal (Figura 9). A faixa mais próxima da face da contenção foi compactada com equipamentos leves (placa vibratório ou sapo mecânico), conforme exibido na Figura 10.

Com relação ao controle tecnológico, foi necessário realizar ensaios para a determinação da massa específica aparente seca *in situ*, com emprego do frasco de areia, em acordo com o prescrito na norma DNER-ME 092 (1994d), para controlar se o grau de compactação cumpria o designado em projeto. Tal verificação foi feita a cada camada, em dois pontos diferentes, sendo um na região compactada com equipamentos mecânicos pesados e outro na região cuja compactação foi realizada com equipamentos leves.



**Fig. 9** – Compactação das camadas do aterro



**Fig. 10** – Compactação manual próxima ao paramento frontal

Após a execução de todas as camadas da contenção, foi realizada a parte superior do aterro, sem contenção, acima do Terramesh Verde, até atingir as cotas de projeto. Por fim, foi realizada a hidrossemeadura da face do Terramesh Verde, que possui em seu paramento uma geomanta – amarrada ao elemento previamente pelo fabricante - para retenção das sementes, facilitando sua aderência ao solo para o crescimento da vegetação (Figura 11).



**Fig. 11** – Aterro com contenção em Terramesh Verde 2 meses após conclusão

A execução da contenção em Terramesh Verde foi iniciada em outubro de 2019 e teve sua conclusão em fevereiro de 2020, resultando em um prazo aproximado de 5 meses. Um aspecto relevante, nesse caso, é que o projeto previa a execução da contenção em um período de 60 dias. Essa diferença entre o cenário previsto e o ocorrido se deve ao fato de que o início da obra coincidiu com o início do período chuvoso na região.

Assim, a ocorrência frequente de chuvas fez com que o solo ficasse constantemente com um elevado teor de umidade, impedindo que fosse executada sua compactação, que deve ser feita quando o solo se encontra na umidade ótima, ou próximo a ela.

Para poder retomar os serviços, foi necessário aguardar a redução do teor de umidade do solo, o que pode levar dias, sem chuva, para ocorrer.

Após alguns dias sem a ocorrência de chuvas, quando o solo estaria próximo à umidade ótima, os trabalhos de execução da contenção eram retomados, porém logo ocorria uma nova precipitação, interrompendo a execução novamente. Sendo assim, o prazo previsto para execução da contenção foi consideravelmente dilatado.

## 5 – ANÁLISE E DISCUSSÃO

O emprego da contenção por meio do sistema Terramesh Verde em uma obra pública apresentou algumas particularidades que serão aqui discutidas, abordando os aspectos de projeto e da execução relatados acima.

Primeiramente, com relação ao projeto, um ponto crítico que pode ser citado é o fato de o contrato não ter previsto ensaios para determinação direta da resistência ao cisalhamento do solo, quais sejam, ângulo de atrito interno e coesão. Dessa forma, o projetista teve que realizar os cálculos de estabilidade do talude a partir da adoção dos parâmetros citados com as informações disponíveis para o solo local, que seriam, basicamente, os índices de resistência à penetração obtidos no ensaio SPT.

Nesse caso, ainda que fossem conhecidos os parâmetros de resistência do solo local, o aterro projetado possui um volume considerável e, portanto, foi necessário importar material para sua execução. Então, mesmo que o contrato do projeto tivesse previsto ensaios de determinação direta do ângulo de atrito interno e da coesão, também seria necessário estabelecer, ainda na fase de projeto, de qual jazida deveria ser importado o material.

Contudo, em obras públicas, não é desejável que sejam estabelecidos pela Administração itens de origem mandatória, pois fica a cargo da empresa executora decidir onde irá adquirir os materiais necessários para a execução da obra, desde que os mesmos atendam às especificações do projeto.

Dessa forma, o procedimento de realizar o ensaio de cisalhamento direto somente durante a execução da obra foi coerente. Como o material que se pretendia empregar no corpo do aterro não atendeu às especificações do projeto, já que resultou em coesão nula, o projetista sugeriu a solução de utilizar um material mais argiloso na faixa mais externa da contenção, para garantir o FS mínimo exigido pela norma vigente.

A dinâmica de alteração do projeto no decorrer da obra, ainda que nem sempre bem vista pelos órgãos de controle externo, é comum e, na maioria das vezes, trata-se de adequações que não poderiam ser previstas na fase de projeto. Nesse sentido, cita-se a razoabilidade das legislações mais recentes para contratação de projetos e obras públicas, por exemplo nas modalidades de contratação integrada, que possuem bastante potencial para aplicação na contratação de obras rodoviárias.

De acordo com o Artigo 9º da Lei 12.462 (2011),

§ 1º A contratação integrada compreende a elaboração e o desenvolvimento dos projetos básico e executivo, a execução de obras e serviços de engenharia, a montagem, a realização de testes, a pré-operação e todas as demais operações necessárias e suficientes para a entrega final do objeto.

Assim, pode ser estabelecida uma matriz de riscos no qual as empresas contratadas gerenciam essas necessidades de alteração de projeto no decorrer da obra, tornando a entrega do objeto mais célere quando comparada à contratação separada da elaboração do projeto e posteriormente da execução da obra.

Nesse caso em estudo, também ocorreu a alteração do projeto geométrico da interseção no decorrer da execução da obra, devido a alguns ajustes realizados nas alças de acesso. Tais alterações impactaram também no projeto da contenção, que precisou ser adequado à nova geometria do aterro.

Nesse sentido, pode-se observar que pequenas alterações no projeto geométrico levam a uma reação em cadeia, pois acabam por alterar todas as demais disciplinas de projeto, ainda que não tenham sido mudanças significativas na geometria. De qualquer forma, o projetista realizou as adequações necessárias no projeto da contenção, inclusive nas quantidades de materiais que haviam sido previstas. Tais alterações de quantidades, desde que se encontrem dentro dos limites previstos na Lei 8.666 (1993), são aceitáveis.

Com relação ao nível de detalhe da fase de projeto, foram apresentadas secções transversais aproximadamente a cada 10 metros, adequadas ao nível do levantamento topográfico fornecido ao projetista das contenções à época da elaboração do projeto. Contudo, para executar a contenção, foi identificada a necessidade de obter um melhor nível de detalhamento para emissão das notas de serviço para a empresa executora e o respectivo controle topográfico pela fiscalização.

Assim, foram feitos novos levantamentos topográficos em secções a cada metro, aproximadamente, o que acarretou um prazo maior antes de poder iniciar a execução da obra, pois demandou as atividades das equipes de campo de topografia e da sessão técnica que não estavam previstas.

Ainda que tenham consumido certo tempo, essas atividades prévias à execução foram substanciais ao bom andamento da obra, pois a ausência dos detalhes obtidos teria levado a uma execução com menor nível de controle e conseqüentemente, um maior nível de erro.

Com relação à fase de obra, um dos pontos negativos mais relevantes foi o prazo de execução significativamente maior do que o estabelecido no projeto, devido à ocorrência constante de chuvas que impediam a compactação das camadas de solo do aterro, pois as mesmas se encontravam com um teor de umidade muito superior ao teor ótimo para compactação.

Uma das premissas da utilização do sistema Terramesh Verde seria a rapidez na execução, já que não é necessária a montagem de formas e escoramentos, ou ainda aguardar a cura do concreto. Contudo, a coincidência com o período chuvoso acabou por dilatar o prazo previsto para a execução do aterro de solo reforçado.

Outro aspeto não tão favorável foi a necessidade de controle topográfico rigoroso, pelo fato de a contenção possuir geometria em curva e devido ao terreno ser bastante acidentado. Sendo assim, foi mobilizada a equipe de topografia em tempo integral para realizar o controle da geometria do aterro, além da necessidade de controle tecnológico por meio da verificação do grau de compactação das camadas do aterro.

Entre os pontos positivos, é possível citar que não foi necessária mão de obra especializada para a execução da contenção, tendo ocorrido somente treinamento fornecido pelo fabricante no início da execução da contenção e, posteriormente, no decorrer da obra, o fabricante realizou o acompanhamento por meio de um de seus técnicos realizando visitas à obra regularmente.

Ainda, a opção pelo solo reforçado com o sistema Terramesh Verde, além de possuir menor custo inicial quando comparado à alternativa de muro a gravidade de concreto ciclópico, também resulta em um menor impacto ambiental, dispensando o emprego de um considerável volume de concreto. Sabe-se que o concreto, embora amplamente utilizado na construção civil, consome grandes quantidades de matérias primas não renováveis e de água, além de depender de grande quantidade de energia para seu beneficiamento, que geram diversos impactos ambientais, tais como poluição atmosférica, produção de resíduos etc.

Outro ponto positivo é o aspeto estético da contenção, que ficará recoberto por vegetação e, portanto, estará em harmonia com o local no qual foi implantado, que é bastante arborizado.

## 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo de caso destinou-se a realizar uma análise do emprego de um tipo de contenção não convencional no âmbito do DER/PR. Ainda que as tecnologias mais recentes de engenharia demorem certo tempo para serem inseridas no contexto de projetos e obras da Administração Pública, muitas vezes essas apresentam um melhor custo benefício do que as soluções usualmente empregadas, como é o caso abordado neste artigo, e, portanto, devem ser conhecidas e consideradas como alternativas factíveis.

Ressalta-se que as dificuldades relatadas também seriam recorrentes caso fosse optado pela alternativa da contenção em muro de concreto ciclópico, além de que a geometria da contenção em curva iria implicar a necessidade de um trabalho minucioso com as fôrmas e escoras para a concretagem.

Sendo assim, as adversidades foram, na verdade, causadas por fatores não atinentes ao tipo de contenção em si, mas sim às condições pluviométricas do local e às características geométricas da interseção.

Por fim, conclui-se que o sistema de contenção utilizado pode ser considerado bastante competitivo com relação aos métodos comumente empregados na estabilização de taludes nas rodovias estaduais assistidas pelo DER/PR, podendo ser até mais promissor, já que leva em conta o fator ambiental, que é cada vez mais valorizado na engenharia.

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2001). NBR 6484 – *Solo – sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 17 p.
- ABNT (2009). NBR 11682 - *Estabilidade de encostas*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 39 p.
- Alves, Y. C. (2017). *Projeto de Contenção e Drenagem em Muro de Arrimo com Uso de Geossintéticos*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia. 59 p.
- Ananias, E. J.; Texeira, A. M. ; Duran, J. S. (2009) *O Uso Crescente de Solos Reforçados para Contensões em Áreas Urbanas: Uma Ênfase aos 20 Anos da Solução Terramesh no Brasil*. Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, São Paulo, Brasil.
- Assunção, C.; Boniolo, C.; Siebert, D.; Avoni, H.; Kuramoto, T. (2019). *Estudo Comparativo entre Sistema de Contenção em Solo Reforçado e Muro a Gravidade de Gabiões* Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário UNIFAAT, Atibaia, São Paulo, Brasil, 96 p.
- Avesani Neto, J. O.; Hayashida, E. M.; Pereira, V. R. G. (2013). *Levantamento e comparação dos custos de diferentes soluções de estruturas de contenção em aterro*. 6ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, Angra dos Reis, Rio de Janeiro, Brasil.
- Bauer, G. E.; Mowafy, y. M. (1988). *The interaction mechanism of granular soils with geogrids*. In: International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Roterdão, Holanda. Vol. 2, p. 1263-1272.
- Benjamin, C. V. S. (2006). *Avaliação Experimental de Protótipos de Estruturas de Contenção em Solo reforçado com geotêxtil*. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 326 p.

- Campelo, N.; Santoro Filho, M. J. G.; Paes, M. D. C.; Valadares, O. C. P; Aragão, A.F.; (2015). *Análise de estabilidade de muros de contenção em gabião*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, São Paulo, Brasil.
- Costa Junior, J. R. C.; Ferretti, P.C.B.; Mazzo, E.; Abramento, M. (2016). *Instrumentação de estrutura de contenção em solo reforçado com paramento vegetado localizada em Aeroporto executivo – São Roque, SP*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil.
- Decreto n.º 14.647 (1969). *Declara áreas de utilidade pública para fins de desapropriação*. Estado do Paraná, Brasil.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná (2017). *Projeto Executivo de Engenharia de Obras de Contenção na Rodovia PR-417 (Rodovia da Uva), trecho Curitiba-Colombo, subtrecho: acessos ao viaduto na Av. Santos Dumont*. Elaborado por Oliveira&Rae Engenharia sob o Contrato n.º 025/2017 DT.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná (2018). *Projeto Executivo: Viaduto, Obras de Contenção, Terraplenagem, Drenagem, Pavimentação, Sinalização e Obras Complementares na Interseção da Rodovia PR-417 com a Av. Santos Dumont*. Volume Único.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2009). *Norma DNIT 10 – ES. Terraplenagem – Cortes. Especificação de Serviço*. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.
- DNER (1994a). ME 122 – *Solos – Determinação do Limite de Liquidez – método de referência e método expedito*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 7 p.
- DNER (1994b). ME 082 – *Solos – Determinação do Limite de Plasticidade*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 3 p.
- DNER (1994c). ME 080 – *Solos – Análise Granulométrica por peneiramento*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 4 p.
- DNER (1994d). ME 092 – *Solo – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego do frasco de areia*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 5 p.
- Ehrlich, M.; Becker, L. (2009) *Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução*. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 126 p.
- Ehrlich, M.; Gomes, R.C.; Sayão, A.S.F.; Azambuja, E. (2015). *Muros e taludes de solo reforçado*. Manual Brasileiro de Geossintéticos. São Paulo, São Paulo, Brasil.
- Elias, V., Christopher, B. R., Berg, R. R., (2001). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*. In: Report FHWA-NHI-00-043, National Highway Institute Federal, Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- Farrag, K., Acar, Y.B., Juran, I. (1993), *Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes. (12): 3, 133-159.
- Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W., Dubois, D. (1984) *Interaction Between Soil and Geogrids*. Proceeding, Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Science and Engineering Research Council and Netlon Limited pp. 18-30.

- Lei n.º 12.462 (2011). *Institui o Regime Diferenciado de Contratações Públicas - RDC*; Disponível em <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2011-2014/2011/lei/12462.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2011/lei/12462.htm)> Acesso em 26 jul 2020.
- Lei n.º 8.666 (1993). *Regulamenta o art. 37, inciso XXI, da Constituição Federal, institui normas para licitações e contratos da Administração Pública e dá outras providências*. Disponível em:< [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/Leis/L8666cons.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Leis/L8666cons.htm)>. Acesso em 26 jul 2020.
- Lopes, C.P.F.C. (2001) *Estudo de Interação Solo-Geossintético através de Ensaios de Corte em Plano Inclinado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal. 186 p.
- Maccaferri (2014). *Case History: CTVA Essencis*. 2014. Disponível em <<https://www.maccaferri.com/br/produtos/terramesh-verde/>> . Acesso em 01 jul 2020.
- Maccaferri (2016a). *Case History: Ampliação de Rua no Condomínio Las Ramblas*. Disponível em <<https://www.maccaferri.com/br/produtos/terramesh-verde/>> . Acesso em 01 jul 2020.
- Maccaferri (2016b). *Case History: Brasal Veículos*. Disponível em <<https://www.maccaferri.com/br/produtos/terramesh-verde/>> . Acesso em 01 jul 2020.
- Maccaferri (2016c). *Case History: Road Widening of the NH21 Highway*. 2016. Disponível em <<https://www.maccaferri.com/br/produtos/terramesh-verde/>> . Acesso em 01 jul 2020.
- Maccaferri (2017). *Manual Técnico: Critérios gerais para projeto, especificação e aplicação de geossintéticos*. Jundiaí, São Paulo, Brasil.
- Maccaferri (2020). *Terramesh Verde*. [Consult. 01 jul. 2020]. Disponível em WWW:<URL:<http://www.maccaferri.com/br/produtos/terramesh-verde/>>
- Macstars 2000 (1998). *MACcaferri STability Analysis of Reinforced Slopes*. Maccaferri.
- Magalhães, L. F. O. (2016) *Avaliação Numérica do Efeito da Fundação sobre o Comportamento de Muros de Solo Reforçado*. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE. 109 p. Dissertação de mestrado.
- Oostveen, J. P.; Maas, K. C.; Hendrikse, C. S. H. (1994) *The coefficient of interaction for geogrids in a non-cohesive soil*. In: International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 5. Singapura. pp. 427- 432.
- Pedroso, E. O (2000) *Estruturas de Contenção Reforçadas com Geossintéticos*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil, 90 p.
- Pessoa, R. G. (2016). *Avaliação dos custos construtivos de estruturas de contenção no município de Natal/RN*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, 17 p.
- Reis, J. A. (2018). *Modelagem de Estrutura de Contenção em Solo Reforçado com Terramesh Verde*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, Rio Grande do Sul, Brasil. 82 p.
- Rocscience Slide. *2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes*. Software.
- Santos, A. (2004). *Estruturas de Contenção em Solo Reforçado com Geogrelha*. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade São Francisco, Itatiba, São Paulo, Brasil, 35p.

- Sieira, A. C. C. F. (2003). *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 363 p.
- Torres, L. Y.; Curado, T. S.; Silva, E. D. (2019). *Análise numérica comparativa entre soluções de contenção em solo reforçado e muro à flexão*. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste.



# ANÁLISE GEOTÉCNICA DO PERFIL DE SOLO RESIDUAL DE GRANITOIDES NO MUNICÍPIO DE ALEGRE (ES).

## Geotechnical analysis of residual soil profile of granitoids in the municipality of Alegre (ES)

Éder Carlos Moreira<sup>a</sup>, Patricio José Moreira Pires<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Geologia, Universidade Federal do Espírito Santo, Brasil.

<sup>b</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Brasil.

**RESUMO** – A caracterização geotécnica do perfil de nitossolo vermelho foi realizada em quatro campos de trabalho na malha urbana de Alegre (ES). A possibilidade de ocorrência de solos colapsíveis foi estudada visto que pode ser um problema significativo para a ocupação e o desenvolvimento urbano. Os valores encontrados para coesão e ângulo de atrito não estão diretamente correlacionados com aqueles apontados na bibliografia. Os valores de coesão oscilaram entre 2,4 kPa a 4,1 kPa em média (condição saturada), mas um campo de trabalho apresentou valor de 12 kPa. O ângulo de atrito variou de 20,81° a 26,94°. Observou-se recalque significativo em um dos campos de trabalho, indicando baixa colapsibilidade. Uma análise mais detalhada da condição de amostragem é apontada neste trabalho.

**ABSTRACT** – The geotechnical characterization of the red nitosol profile was carried out in four work fields in the urban area of Alegre (ES). The possibility of occurrence of collapsible soils was analyzed once can be a significant problem for urban occupation and development. The values found for cohesion and friction angle are not directly correlated with those indicated in the bibliography. Cohesion values ranged from 2.4 kPa to 4.1 kPa on average (saturated condition), but including a value of 12 kPa. The friction angle ranged from 20.81° to 26.94°. One work field showed a significant shift in the void curve, indicating low collapsibility. Observing the geological settlement, an analysis of the sampling condition is considered in this work.

**Palavras Chave** – solo colapsível, nitossolo vermelho, caracterização geotécnica.

**Keywords** – collapsible soil, red nitosol, geotechnical characterization.

## 1 – INTRODUÇÃO

No Município de Alegre (ES) tem se observado recalques em obras civis, com o surgimento de trincas horizontais e verticais. Essa é uma característica que aponta para a possibilidade de ocorrência de solos colapsíveis. A presença de solos colapsíveis pode ser um problema significativo para a ocupação e o desenvolvimento urbano.

O município de Alegre está localizado no sul do estado do Espírito Santo (Figura 1) e segundo dados do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), a população do município é de 30.784 habitantes. O município de Alegre é cortado pela rodovia BR-482, estando a 60 km de Cachoeiro de Itapemirim, cerca de 50 km da divisa com Minas Gerais (Dores do Rio Preto) e 60 km da divisa com o Rio de Janeiro (Bom Jesus do Norte).

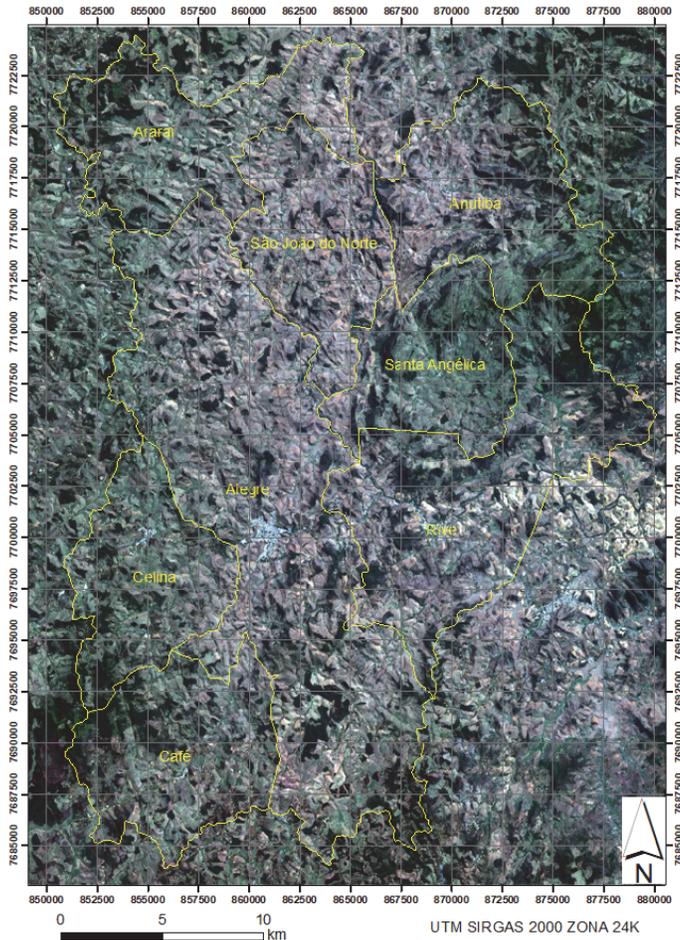
---

E-mails: eder.c.moreira@ufes.br (E. Moreira), patriciopires@gmail.com (P. Pires)

ORCID: [orcid.org/0000-0002-4715-3341](https://orcid.org/0000-0002-4715-3341), [orcid.org/0000-0001-5445-1753](https://orcid.org/0000-0001-5445-1753)

Um solo colapsível (Conciani et al., 1995) pode ser definido como sendo aquele cuja estrutura apresenta alta porosidade, composto basicamente de areia e silte, não lixiviados e não saturados, com ligações entre grãos formadas por argilas e colóides.

Os solos colapsíveis apresentam uma estrutura que é composta por grãos cimentados por argilas ou carbonatos e que quando são umedecidos ou são sujeitos a sobrecargas tem estas pontes quebradas. Os solos colapsíveis apresentam baixo valor de densidade, baixo valor de massa específica e alta porosidade. Uma variável que pode ser apontada como favorável para a ocorrência de terrenos com solos colapsíveis é a sazonalidade climática, com regime pluviométrico extremamente variável, com períodos de seca extrema alternando com períodos de chuvas intensas, permitindo a elevação do nível freático regional ou local.



**Fig. 1** – O Município de Alegre e os distritos. Em destaque no centro da imagem, observa-se a malha urbana de Alegre. Fonte: Geobases, 2016.

O objetivo deste trabalho é realizar a caracterização geotécnica de um perfil de solo residual de granitoide, na área da malha urbana de Alegre (ES). O trabalho tem como objetivo específico analisar a colapsibilidade dos horizontes presentes no perfil do nitossolo vermelho.

## 2 – REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 – Relevo, Vegetação e Clima

Regionalmente, pode-se dizer que a região sul do Estado do Espírito Santo encontra-se na faixa de dobramentos remobilizados, sendo sua unidade geomorfológica os Patamares Escalonados do Sul Capixaba (RADAMBRASIL, 1983).

Segundo Ab'Saber (1966), a área de estudo está no domínio morfoclimático dos “Mares de Morros” florestados. A área encontrava-se com a vegetação original de floresta (mata atlântica), até praticamente o início do século XIX.

Essa região de patamares escalonados evidencia que o planalto granítico apresenta um relevo energético em razão do dissecamento por ciclos sucessivos desde o fim do Cretáceo, o que leva a uma incidência de trechos fortemente ondulados a montanhosos, afloramentos de rochas, vales em V fechado, com vertentes muito íngremes e diferenças significativas entre o talvegue e o topo (Lani, 1987).

A vegetação da área está inserida no Domínio da Mata Atlântica, na região fitogeográfica da Floresta Estacional Semidecidual, que está relacionada ao clima de duas estações, uma seca e outra chuvosa (Nascimento, 2004).

Os climas predominantes no sul do Estado do Espírito Santo são Cwa e Aw. O clima Cwa é o clima mesotérmico de inverno seco em que a temperatura média do mês mais frio é inferior a 18°C e a do mês mais quente ultrapassa 22°C, correspondente às áreas de cotas altimétricas superiores a 600 m (Embrapa, 1978). O clima Aw é o clima tropical úmido com estação chuvosa no verão e seca no inverno.

A precipitação média anual se encontra na faixa de 1300 a 1500 mm (Incapar, 2021), sendo o período chuvoso compreendido nos meses de outubro a março e o período seco de abril a setembro (Nóbrega et al., 2008).

### 2.2 – Geologia local e solos

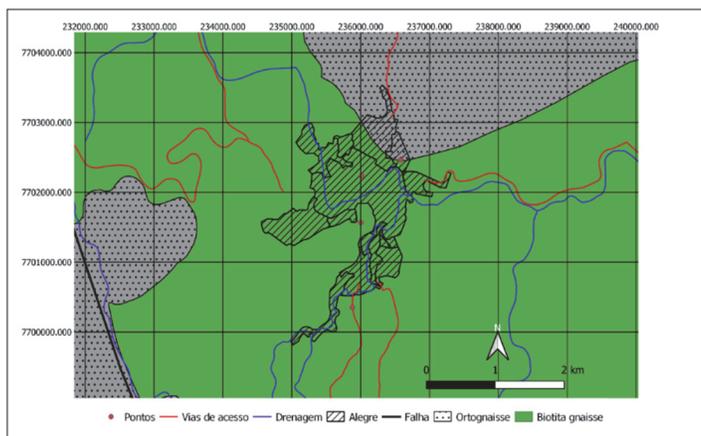
Segundo Sardou Filho et al. (2013), o Espírito Santo é caracterizado em maior parte como um planalto, por fazer parte do maciço do atlântico, com altitude média de 600 a 700 metros de altura, com picos, pontões e pães de açúcar isolados. A cidade de Alegre, área de estudo, está localizada no Caparaó Capixaba, com relevo acidentado de cristas e vales encravados, com cotas superiores a 1000m de altitude.

Geologicamente, a área de estudo está localizada na Região de Transferência da Faixa Móvel Ribeira para a Araçuaí, pertencente a Província Mantiqueira, caracterizada pela passagem pelo *trend* de lineamentos estruturais de NE-SW para NNE-SSW. Estas faixas de origem brasileira (neoproterozoica-cambriana) são produto da orogenia entre o Brasil e a África, possuindo um conjunto de componentes geológicos que caracterizam seu caráter colisional (Almeida et al, 1977).

Os paragnaisses (neoproterozóicos) do Complexo Paraíba do Sul são encontrados na área de estudo, também conhecidos como biotita gnaiss (Figura 2). Vieira (1997) dividiu os paragnaisses do Complexo Paraíba do Sul em 9 unidades (ps1 a ps9). De acordo com Vieira (1997), a unidade ps9 está representada por anfibólio-biotita gnaisses. Macroscopicamente, são observados porfiroblastos e/ou porfiroclastos de k-feldspato disseminados, geralmente xenomórficos, com tendências oclares, orientados e tabulares. Sua abundância e homogeneidade de distribuição dão à rocha um aspecto de gnaiss granitoide grosseiro.

Na área de estudo, é comum observar a ocorrência de gnaisses com planos de foliação de direção preferencialmente NNE-SSW e altos valores de mergulhos.

O tipo de solo predominante na área é o nitossolo vermelho (GEOBASES, 2016), como se pode observar na Figura 3.



**Fig. 2** – Mapa geológico da área de estudo. Fonte: Adaptado de Vieira et al. (2018).

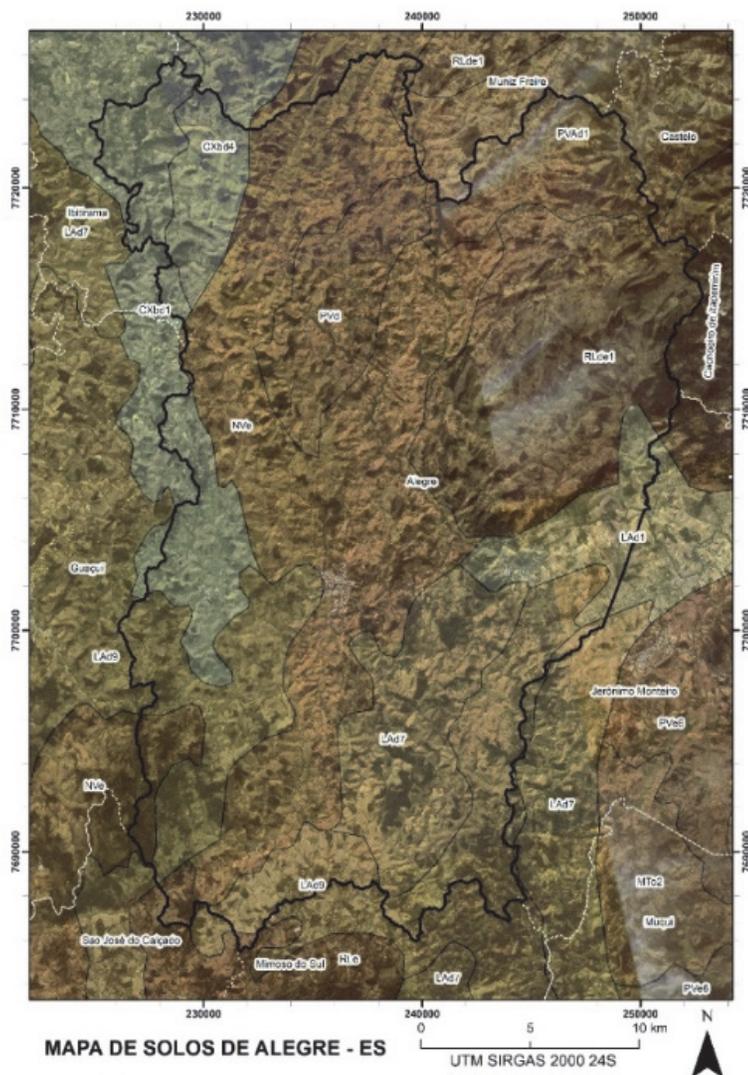
De acordo com Pacheco (2011), na bacia hidrográfica do rio Alegre, a classe predominante é o Latossolo Vermelho-Amarelo (LVAd), correspondendo a mais de 80% da área. No total da unidade de mapeamento LVAd existem as inclusões de Argissolo Vermelho-Amarelo, Latossolo Amarelo, Cambissolo Háptico e afloramentos de rocha. A segunda unidade de mapeamento de maior expressividade são os Cambissolos Hápticos (CXbd) com um pouco mais de 13% da área. Na unidade de mapeamento dos Cambissolos Hápticos (CXbd1) são observadas inclusões de Latossolo Vermelho-Amarelo e de Cambissolo Húmico.

A discussão sobre a classificação dos solos poderá ser baseada no Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (Embrapa, 2018).

Nitossolos é o grupamento de solos com horizonte B nítico abaixo do horizonte A. Este tipo de solo apresenta avançada evolução pedogenética pela atuação de ferralitização com intensa hidrólise, originando composição caulínico-oxídica ou virtualmente caulínica, ou com presença de argilominerais 2:1 com hidróxi-Al entrecamadas (VHE e EHE). O critério para discernir este solo é observar o desenvolvimento (expressão) de horizonte B nítico, em sequência a qualquer tipo de horizonte A, com pequeno gradiente textural, porém apresentando estrutura em blocos subangulares ou angulares ou prismática, de grau moderado ou forte, com cerosidade expressiva e/ou caráter retrátil.

Argissolos é o grupamento de solos com B textural, com argila de atividade baixa, ou atividade alta desde que conjugada com saturação por bases baixa ou com caráter alumínico. Estes solos apresentam evolução avançada com atuação incompleta de processo de ferralitização, em conexão com paragênese caulínico-oxídica ou virtualmente caulínica ou vermiculita com hidróxi-Al entrecamadas na vigência de mobilização de argila da parte mais superficial do solo, com concentração ou acumulação em horizonte subsuperficial. O desenvolvimento (expressão) de horizonte diagnóstico B textural em vinculação com atributos que evidenciam a baixa atividade da fração argila ou atividade alta desde que conjugada com saturação por bases baixa ou com caráter alumínico.

Nesse momento, é importante também rever o conceito de cambissolo. É o grupamento de solos pouco desenvolvidos com horizonte B incipiente. A pedogênese é pouco avançada, evidenciada pelo desenvolvimento da estrutura do solo, com alteração do material de origem expressa pela quase ausência da estrutura da rocha ou da estratificação dos sedimentos, cromas mais altos, matizes mais vermelhos ou conteúdo de argila mais elevado que o dos horizontes subjacentes. O critério para diferenciar este solo é o desenvolvimento de horizonte B incipiente em sequência a horizonte superficial de qualquer natureza, inclusive o horizonte A chernozêmico, quando o B incipiente deverá apresentar argila de atividade baixa e/ou saturação por bases baixa (Embrapa, 2018).



**Fig. 3** – Tipos de solos que ocorrem no município de Alegre. Observa-se na área da mancha urbana a ocorrência de Nitossolo Vermelho, ao centro da imagem. Fonte: Geobases (2016).

### 3 – METODOLOGIA

Inicialmente, foram determinados quatro campos experimentais, a saber: Alto Universitário (P1); talude do Bairro Nova Alegre (P2); talude na saída de Alegre, ES 181, Km 01 (P3); e Talude no Campo de Aviação (P4). Os pontos estão localizados na malha urbana de Alegre e podem ser observados na Figura 9. Um trabalho de campo foi realizado para levantar a morfologia dos terrenos, a descrição dos perfis pedológicos, coleta de amostras deformadas e indeformadas.

As amostras indeformadas e deformadas foram retiradas a profundidades maiores do que 1,40m, variando a profundidade de 1,45m a 1,65m. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da UFES, sob a Coordenação do Professor Patrício Pires. Todos os ensaios seguiram as normas técnicas preconizadas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas).

Pode-se considerar que o horizonte A tratado aqui é equivalente a um horizonte eluvial, o horizonte B é o solo de transição e o horizonte C é o solo de alteração.

## 4 – RESULTADOS LABORATORIAS

### 4.1 – Umidade de campo e granulometria

Inicialmente é apresentado o resultado de umidade de campo das amostras deformadas coletadas nos pontos P1, P2, P3 e P4 (ABNT-NBR6457/2016), conforme mostra o Quadro 1.

**Quadro 1** – Umidade de campo das amostras deformadas (média %).

<b>Ponto 1</b>	12,79
<b>Ponto 2</b>	10,88
<b>Ponto 3</b>	8,08
<b>Ponto 4</b>	12,48

A amostra do Ponto P3 é a que mostrou a menor umidade e que foi caracterizada em campo como silte arenoso, mas que se mostrou em ensaio granulométrico como areia siltosa, como será mostrado futuramente. As amostras dos pontos P1 e P4 são argilas arenosas do horizonte A, enquanto a amostra P2 é argila arenosa do horizonte B.

O ensaio de granulometria foi realizado por sedimentação (ABNT-NBR 7181/2016). Esse ensaio permite determinar as frações granulométricas e a densidade específica dos grãos.

### 4.2 – Cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado segundo as normas ABNT-NBR 6457 (2016) e ABNT-NBR 7182 (2016); os corpos de prova foram moldados e colocados na máquina utilizada para cisalhamento direto segundo a norma ASTM (American Society for Testing and Materials) D3080 (2004).



**Fig. 4** – Ensaio de cisalhamento unidirecional, com a amostra 1 do ponto 1 sendo inundada e sofrendo adensamento.

O equipamento utilizado foi o tipo cisalhamento uniaxial da Contenco/Pavitest (Figura 4). O ensaio é semiautomatizado, monitorado por CPU/programa próprio do equipamento. O carregamento para o adensamento é manual.

Após 24 h de adensamento, observou-se que a diferença da deformação vertical se estabilizou. Então, procedeu-se ao ensaio de cisalhamento unidirecional, soltando os parafusos da caixa metálica para promover um pequeno afastamento para evitar atrito entre as partes metálicas. A velocidade de deslocamento determinada foi de  $v = 0,04$  mm/min. Após 24h, observou-se que o cisalhamento já havia ocorrido e os dados foram tomados no computador que acompanha e monitora o ensaio. Novos carregamentos foram realizados em dois outros corpos de prova, com  $2 \text{ kgf/cm}^2$  e  $3 \text{ kgf/cm}^2$ .

#### 4.3 – Peso Específico Real dos Sólidos (peso específico dos sólidos).

O peso específico real dos sólidos foi calculado durante o ensaio de sedimentação (ABNT-NBR6508/1984). Os valores obtidos são apresentados no Quadro 2. Esses valores representam a média aritmética simples de três ensaios (em três picnômetros diferentes) em cada ponto.

**Quadro 2** – O peso específico real dos sólidos.

Ponto	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Classificação granulométrica
P1	2,72	argila arenosa
P2	2,70	argila arenosa
P3	2,73	areia siltosa
P4	2,72	argila arenosa

Entende-se que a classificação granulométrica do horizonte A no ponto 1 é argila arenosa. Essa classificação corresponde à observação de campo.

O Quadro 2 apresenta o resultado da classificação granulométrica, indicando que o horizonte B, no ponto 2, é uma argila arenosa. Esse resultado confere com o que foi observado em campo. Em comparação ao ponto 1, horizonte A, é um pouco menos siltosa. O horizonte A no ponto 1 é de coloração amarelo avermelhada, enquanto no ponto 2, o horizonte B é vermelho.

O resultado do ensaio de classificação granulométrica indica o horizonte C, no ponto 3, como areia siltosa (Quadro 2). No entanto, a amostra foi classificada em campo como silte arenoso. De fato, o resultado apresenta 45% de areia e 40% de silte, ou seja, areia siltosa.

É possível identificar a amostra deformada do ponto 4, no horizonte A, como sendo argila arenosa. Em campo, a amostra foi identificada por análise tátil-visual como sendo argila arenosa também.

A classificação do tipo de solo utilizando as escalas granulométricas apresentou argila arenosa para os pontos P1, P2 e P4, enquanto para o ponto P4 foi areia siltosa, conforme se observa no Quadro 3.

**Quadro 3** – Frações granulométricas dos pontos amostrados.

Ponto 1 - Horizonte A					
Classificação	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa
ABNT	54%	8%	14%	14%	10%
SUCS	54%	10%	18%	14%	-
MIT	54%	8%	14%	14%	10%

**Quadro 3 (cont.)** – Frações granulométricas dos pontos amostrados.

<b>Ponto 2 - Horizonte B</b>					
Classificação	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa
ABNT	52%	6%	10%	18%	14%
SUCS	52%	8%	22%	18%	-
MIT	52%	6%	10%	18%	14%
<b>Ponto 3 - Horizonte C</b>					
Classificação	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa
ABNT	12%	36%	18%	22%	12%
SUCS	12%	38%	32%	18%	-
MIT	12%	36%	18%	22%	12%
<b>Ponto 4 - Horizonte A</b>					
Classificação	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa
ABNT	60%	8%	12%	12%	8%
SUCS	60%	10%	20%	10%	-
MIT	60%	8%	12%	12%	8%

#### 4.4 – Índice de Plasticidade (IP)

O índice de plasticidade foi calculado para os pontos P1, P2 e P4 (ABNT-NBR 7180/2016). O cálculo do IP, foi realizado com base na fórmula  $IP = LL - LP$  (ABNT-NBR 6459/2017). Não foi possível calcular o IP e o LP para o ponto P3. O Quadro 4 apresenta os resultados obtidos.

**Quadro 4** – Índices de consistência dos horizontes analisados (%).

Ponto	LL	LP	IP
P1 (horizonte A)	60	31	29
P2 (horizonte B)	56	31	25
P3 (horizonte C)	60	-	-
P4 (horizonte A)	54	31	23

#### 4.5 – Resultado do Ensaio de Cisalhamento Direto

Após a realização de um conjunto de ensaios, sendo que foram realizados três ensaios por ponto com carregamentos verticais a  $1\text{kgf/cm}^2$ ,  $2\text{kgf/cm}^2$  e  $3\text{kgf/cm}^2$ , foi definida a velocidade de corte de  $0,04\text{ mm/min}$ . Os resultados dos parâmetros de resistência drenados são apresentados no Quadro 5.

**Quadro 5** – Resultados de coesão e ângulo de atrito para as amostras analisadas.

Ponto	Horizonte	Classificação granulométrica	Coesão, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)
P1	A	Argila arenosa	2,4	26,94
P2	B	Argila arenosa	3,2	25,65
P3	C	Areia siltosa	12	20,81
P4	A	Argila arenosa	4,1	24,59

#### 4.6 – Resultados do Ensaio de Adensamento

O procedimento do ensaio é normatizado pela ABNT-NBR 16853 (2020): Solo – Determinação de Adensamento Unidirecional. As amostras dos pontos P1, P2, P3 e P4 foram analisadas, como se pode observar na Figura 5.



**Fig. 5** – Ensaio de adensamento sendo realizado no equipamento ACE automatizado.

O ensaio de adensamento seguiu uma rotina de carregamento de 10, 20, 40, 80, 160, 320 e 640 kPa, seguido por um descarregamento de 320, 160 e 80 kPa. As amostras foram inundadas a 40 kPa.

Os gráficos da relação índice de vazios versus tensão (kPa) são apresentados nas Figuras 6 e 7.

Os coeficientes de compressão foram calculados com base nos dados dos gráficos apresentados anteriormente:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (1)$$

Sendo que  $e_1$  e  $e_2$  são os índices de vazios e  $p_1$  e  $p_2$  são as tensões verticais.

Os resultados do coeficiente de compressão são apresentados no Quadro 6.

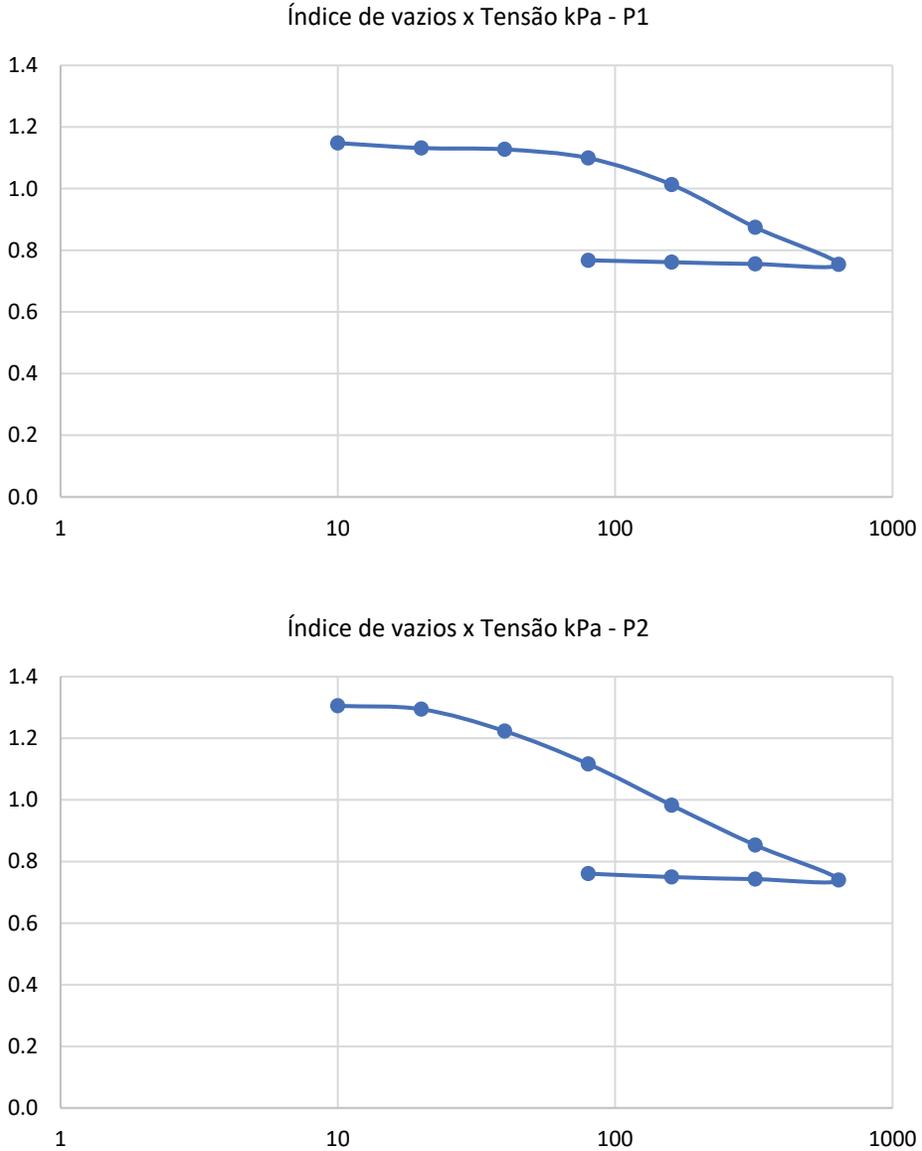
**Quadro 6** – Valores obtidos de coeficiente de compressão.

Ponto	Coefficiente de compressão
P1	0,13177
P2	0,34553
P3	0,14666
P4	0,22315

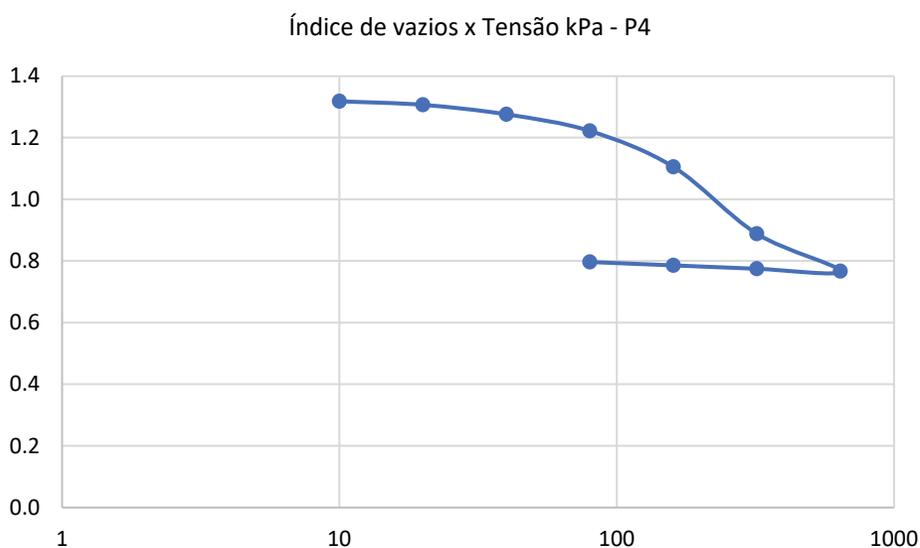
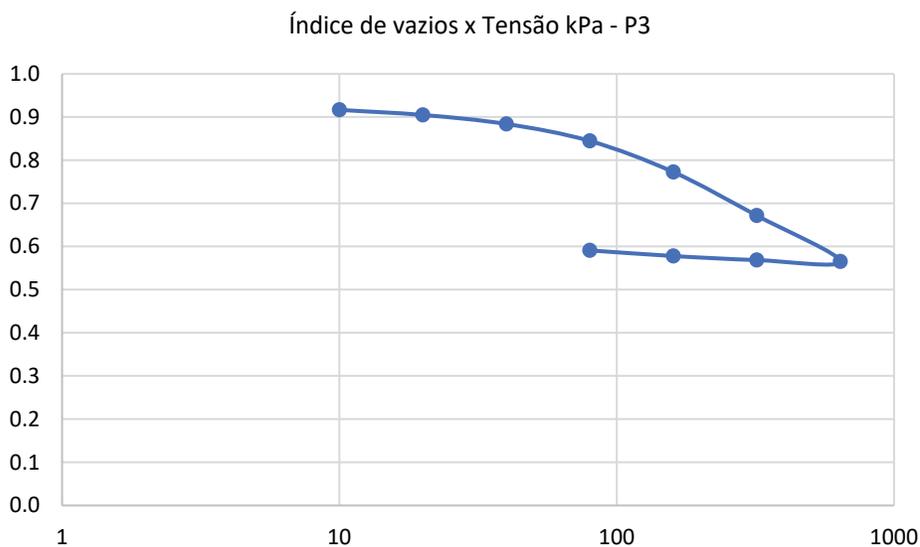
O coeficiente de descompressão foi assim calculado:

$$C_d = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (2)$$

sendo que  $e_1$  e  $e_2$  são os índices de vazios e  $p_1$  e  $p_2$  as tensões verticais.



**Figura 6** – Gráficos de índice de vazios x Tensão vertical em kPa – P1 e P2.



**Figura 7** – Gráficos de Índice de vazios x Tensão vertical (kPa) – P3 e P4.

Desse modo, de acordo com os dados do gráfico de Índice de vazios vs. Tensão vertical, o coeficiente de descompressão pode ser calculado e os resultados são apresentados no Quadro 7.

Os valores de coeficiente de adensamento são apresentados nos Quadros 8, 9, 10 e 11, a seguir. Utilizou-se o Método de Taylor para o cálculo do coeficiente de adensamento, uma vez que a forma dos gráficos se adequou a este método. Não foi possível utilizar o método de Casagrande, devido à forma do gráfico, uma vez que não permitiu o traçado de uma tangente e uma assíntota para determinar  $H_{100}$ .

**Quadro 7** – Valores obtidos de coeficiente de descompressão.

Ponto	Coeficiente de descompressão
P1	0,01991
P2	0,02982
P3	0,03732
P4	0,03621

**Quadro 8** – Coeficiente de adensamento para o ponto P1.

Pressão (kPa)	t <sub>90</sub> (raiz)	H <sub>90</sub> (mm)	H <sub>0</sub> (mm)	H <sub>50</sub> (cm)	t <sub>90</sub> (min)	t <sub>90</sub> (s)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
10	1,75242	19,897	19,931	19,912	3,071	184,26	0,456183
20	1,99824	19,865	19,870	19,867	3,993	239,58	0,349269
40	18,58408	19,705	19,812	19,752	345,368	20.722,08	0,003992
80	2,59749	19,469	19,568	19,513	6,747	404,82	0,199399
160	2,96175	18,701	18,916	18,796	8,772	526,32	0,142312
320	2,59749	17,409	17,645	17,513	6,747	404,82	0,160635
640	5,70683	16,271	16,471	16,359	32,568	1954,08	0,029037

**Quadro 9** – Coeficiente de adensamento para o ponto P2.

Pressão (kPa)	t <sub>90</sub> (raiz)	H <sub>90</sub> (mm)	H <sub>0</sub> (mm)	H <sub>50</sub> (cm)	t <sub>90</sub> (min)	t <sub>90</sub> (s)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
10	2,59749	19,928	19,944	19,935	6,747	404,82	0,208119
20	21,18910	19,831	19,874	19,850	448,978	26.938,68	0,003101
40	18,58408	19,205	19,760	19,451	345,368	20.722,08	0,003871
80	1,75242	18,401	19,038	18,684	3,071	184,26	0,401652
160	2,59749	17,182	17,533	17,338	6,747	404,82	0,157424
320	2,59749	16,056	16,310	16,168	6,747	404,82	0,136910
640	2,59749	15,074	15,299	15,174	6,747	404,82	0,120580

**Quadro 10** – Coeficiente de adensamento para o ponto P3.

Pressão (kPa)	t <sub>90</sub> (raiz)	H <sub>90</sub> (mm)	H <sub>0</sub> (mm)	H <sub>50</sub> (cm)	t <sub>90</sub> (min)	t <sub>90</sub> (s)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
10	2,59749	19,928	19,944	19,935	6,747	404,82	0,208119
20	21,18910	19,831	19,874	19,850	448,978	26.938,68	0,003101
40	18,58408	19,205	19,760	19,451	345,368	20.722,08	0,003871
80	1,75242	18,401	19,038	18,684	3,071	184,26	0,401652
160	2,59749	17,182	17,533	17,338	6,747	404,82	0,157424
320	2,59749	16,056	16,310	16,168	6,747	404,82	0,136910
640	2,59749	15,074	15,299	15,174	6,747	404,82	0,120580

**Quadro 11** – Coeficiente de adensamento para o ponto P4.

Pressão (kPa)	t <sub>90</sub> (raiz)	H <sub>90</sub> (mm)	H <sub>0</sub> (mm)	H <sub>50</sub> (cm)	t <sub>90</sub> (min)	t <sub>90</sub> (s)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
10	7,41889	19,685	19,700	19,691	55,040	3.302,40	0,024893
20	4,38987	19,601	19,631	19,614	19,271	1.156,26	0,070539
40	1,99824	19,376	19,496	19,429	3,993	239,58	0,334042
80	1,99824	18,911	19,163	19,023	3,993	239,58	0,320216
160	1,99824	18,240	18,668	18,430	3,993	239,58	0,300571
320	3,37683	16,090	16,391	16,223	11,403	684,18	0,081559
640	1,99824	15,091	15,314	15,190	3,993	239,58	0,204177

O recalque pode ser calculado, entre duas tensões de interesse  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ , utilizando a equação seguinte:

$$\rho = \frac{C_c * H_1}{(1 + e_1)} * \log\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) \quad (3)$$

sendo que  $C_c$  é o coeficiente de compressão,  $H_1$  a altura do corpo de prova,  $e_1$  o índice de vazios, bem como considerando que o recalque só pode ser calculado quando o solo se encontra numa situação correspondente à reta virgem.

Assim sendo, foi possível calcular o recalque de acordo com os valores apresentados no Quadro 12, para um momento específico, considerando as tensões de carregamento da ordem de 160 kPa a 640 kPa, no ramo virgem da curva de adensamento.

**Quadro 12** – Valores de recalque para as tensões variando de 160 kPa a 640 kPa, no ramo virgem da curva de adensamento.

Ponto	C <sub>c</sub>	H <sub>1</sub> (mm)	e <sub>1</sub>	$\sigma_2$	$\sigma_1$	recalque $\rho$
P1	0,1318	18,640	1,0129	640	160	0,73464
P2	0,3455	17,115	0,9824	640	160	1,79602
P3	0,1467	18,145	0,7724	640	160	0,90395
P4	0,2232	17,862	1,1050	640	160	1,14002

Observou-se que o maior valor de recalque é para o Ponto P2 que mostrou um significativo deslocamento na curva de vazios quando a amostra foi saturada a 40 kPa. Todos os ensaios de adensamento foram realizados com saturação a 40 kPa.

#### 4.7 – Permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade foram realizados a carga constante de 5 kPa (ABNT-NBR 13292/2021). O ensaio foi realizado na mesma prensa onde se faz o adensamento, em momento distinto. Inicialmente, o corpo de prova fica submerso por algum tempo para saturar. Findo esse tempo, mais ou menos duas horas, se considera o corpo de prova saturado. Logo após os ajustes de equipamentos, a carga inicial é de 2 kPa; após 5min decorridos, a carga é constante e igual a 5 kPa. Há uma bureta ligada ao recipiente onde está o corpo de prova e que permite as leituras de nível de água. Assim iniciou-se o ensaio, observando-se que a água que desce pela bureta passa pelo corpo

de prova no sentido de baixo para cima. E a partir daí são realizadas as leituras na bureta, a cada dez segundos, conforme a água desce e passa pelo corpo de prova.

Os resultados do coeficiente de permeabilidade são apontados no Quadro 13.

**Quadro 13** – Resultados do coeficiente de permeabilidade.

Ponto	Coefficiente de permeabilidade (cm/s)
P1	$6,84 \cdot 10^{-4}$
P2	$1,42 \cdot 10^{-3}$
P3	$2,74 \cdot 10^{-4}$
P4	$1,74 \cdot 10^{-3}$

## 5 – DISCUSSÃO

No decorrer do trabalho foi observado o contraste entre as informações contidas no Mapa Geológico do Espírito Santo com o que foi visto no trabalho de campo. Então, a fim de estabelecer uma relação definitiva entre o que pôde ser observado em campo e as informações do Mapa Geológico do estado do Espírito Santo (Vieira et al., 2018), 1:400.000, coube uma análise comparativa, descrita a seguir.

- **Ponto 1:** No Mapa Geológico, essa área é definida como “Depósito aluvionar”, informação que é inválida com o que foi visto em campo. Foi possível observar no ponto 1 os horizontes A e C. De modo que o horizonte A é caracterizado por uma argila arenosa de coloração amarela avermelhada e o C, apresenta bandamento gnáissico e bolsões fêlsicos de composição predominantemente de plagioclásio, indicando a formação a partir de um paragnaisse (protólito sedimentar).

É possível entender que o trabalho de Vieira et al. (2018) foi realizado numa escala regional, enquanto este trabalho foi realizado numa escala local e por isso é possível observar essas diferenças. Foi verificado que nas áreas de vale não há depósitos aluvionares com areia arcoseana. Isso deve ocorrer somente nas calhas dos rios na região. O que pode ser observado é a presença de uma espessa camada de argila cinza (gleissolo) decorrente da deposição de sedimentos de granitoides (gnasseis e granitos) da região, sendo que estas argilas apresentam esta coloração por estar sob ação do lençol freático raso. Esta evidência foi observada em trabalhos experimentais na região.

- **Ponto 2:** Esta área está assinalada no Mapa Geológico como “Ortognaisse Muniz Freire”. No ponto 2, é possível observar claramente os horizontes A e B. O horizonte A se apresentando como uma argila arenosa de coloração amarela avermelhada, com a presença de grãos de quartzo e de concreções ferruginosas milimétricas a centimétricas. O horizonte B é caracterizado por uma argila arenosa, apresentando coloração avermelhada e uma quantidade considerável de concreções ferruginosas. Bem próximo ao local do ponto 2 é possível observar rocha *in situ* de composição granitóide se aproximando muito do biotita-gnaisse.

- **Ponto 3:** A área onde se localiza este ponto no mapa geológico é definida como “biotita-gnaisse (Bom Jesus do Itabapoana)”. No ponto 3 foi possível observar um horizonte C bem expressivo caracterizado por uma areia-siltosa, sendo que foi possível observar a presença de grãos de quartzo, uma grande quantidade de mica, principalmente muscovita, e também bolsões de argila (ocre) e lentes de quartzo e biotita. Nas imediações pode-se observar a rocha *in situ*, sendo esta de composição granítica de granulação fina a média bandada, da qual foi retirada uma amostra para confecção de lâmina para melhor descrevê-la. Colli (2020) caracterizou a rocha como gnaisse milonítico, enquanto entende-se neste trabalho tratar-se de uma rocha granitóide (com aspectos graníticos). A rocha apresenta composição granítica (quartzo, biotita, plagioclásio e feldspato) e textura inequigranular fanerítica de granulação fina a média. Também é importante observar que os matacões que estão na base podem ter se movido, talvez durante a realização da obra de

retaludamento. Esses matacões sofrem um processo de esfoliação esferoidal. Foi possível observar uma foliação incipiente nesses matacões. A 10 metros na direção norte foi possível observar rocha sã caracterizada como metagranitoide. Nesse afloramento, foi possível medir a atitude do bandamento  $282^{\circ}/62^{\circ}$ , que é a mesma atitude da foliação da biotita. Essa foliação é muito próxima àquela encontrada nos matacões. Foi possível observar um plano de fratura  $214^{\circ}/73^{\circ}$ . Esse sistema de fratura é subverticalizado, cortando perpendicularmente a foliação.

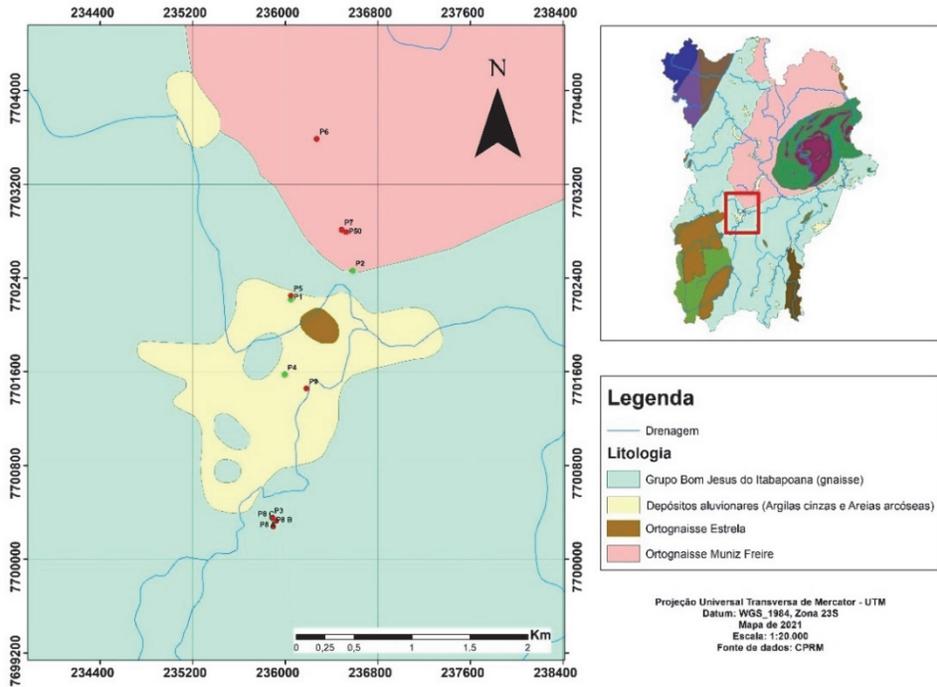
- **Ponto 4:** A área onde se encontra o ponto foi caracterizada no Mapa Geológico como “Depósito aluvionar”. No ponto 4, é possível observar os horizontes A, B e C. O horizonte A é caracterizado por uma argila arenosa de coloração amarela avermelhada. O horizonte B se dá como uma argila arenosa vermelha. No pé do talude foi possível observar o horizonte C, onde se vê claramente a presença de estruturas reliquias (bandamento gnáissico), e ainda há a presença de grãos expressivos de plagioclásio rotacionados, dando indícios de uma zona de cisalhamento. Devido à sua composição e às características estruturais, pode-se definir o protólito como sedimentar, caracterizando assim como paragnaisse milonítico.

Outras divergências entre a literatura e as informações em campo foram observadas. O Quadro 14 apresenta esta relação.

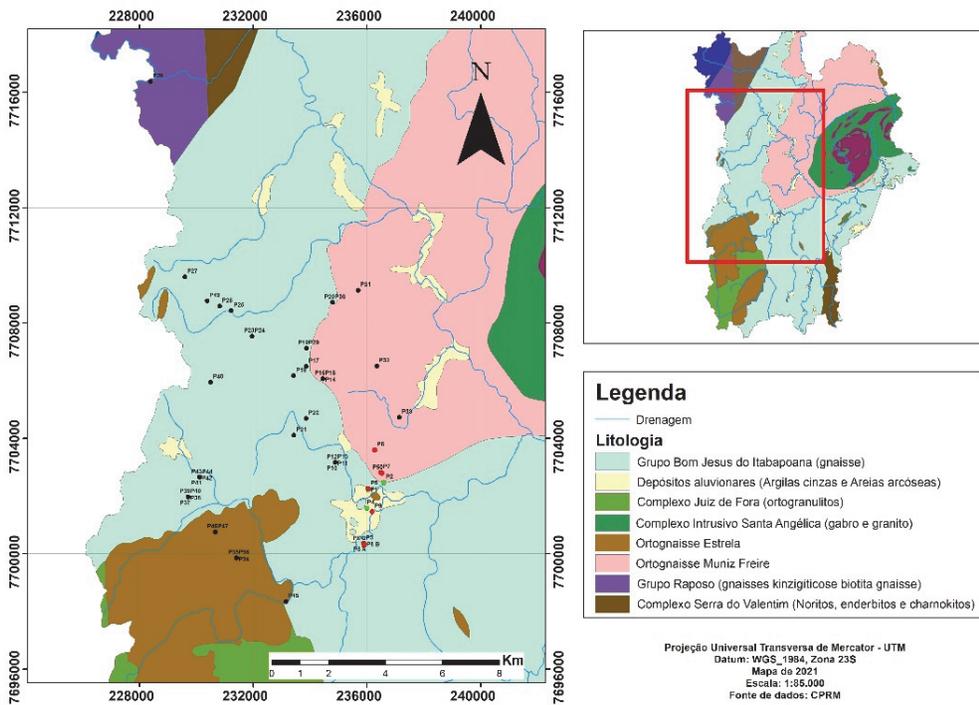
Alguns pontos foram observados em busca de entender o substrato rochoso da região. Gouvea et al. (2020) realizaram um levantamento geológico na região. Este levantamento foi numerado de pontos 10 a 49. As Figuras 8 e 9 apresentam os mapas geológicos construídos a partir de análise dos dados de Vieira et al. (2018), Gouvea et al. (2020) e pelos autores do presente trabalho. Esta área é maior do que o objeto do presente estudo, mas serve para correlacionar os litotipos e classes de solos.

**Quadro 14** – Comparação entre litologias descritas por Vieira et al. (2018) e pelos autores do presente trabalho.

<b>Ponto</b>	<b>Vieira et al. (2018)</b>	<b>Análise de campo</b>
<b>p1</b>	Depósito aluvionar (Areia arcoseana)	Horizonte A - Argila arenosa
<b>p2</b>	Ortognaisse Muniz Freire (Ortognaisse)	Horizonte A e B - Argila arenosa
<b>p3</b>	Bom Jesus do Itabapoana (Granada-biotita gnaisse/Biotita gnaisse)/(Anfibolito)	Horizonte C - Areia siltosa
<b>p4</b>	Depósito aluvionar (Areia arcoseana)	Horizonte A - Argila arenosa
<b>p5</b>	Depósito aluvionar (Areia arcoseana)	Paragnaisse
<b>p6</b>	Ortognaisse Muniz Freire (Ortognaisse)	Gnaisse (??)
<b>p7</b>	Ortognaisse Muniz Freire (Ortognaisse)	Paragnaisse
<b>p8-A</b>	Bom Jesus do Itabapoana (Granada-biotita gnaisse/Biotita gnaisse)/(Anfibolito)	Horizonte C - Areia argilosa
<b>p8-B</b>	Bom Jesus do Itabapoana (Granada-biotita gnaisse/Biotita gnaisse)/(Anfibolito)	Gnaisse granítico
<b>p8-C</b>	Bom Jesus do Itabapoana (Granada-biotita gnaisse/Biotita gnaisse)/(Anfibolito)	Granitóide (??)
<b>p9</b>	Depósito aluvionar (Areia arcoseana)	Paragnaisse milonítico
<b>p50</b>	Ortognaisse Muniz Freire (Ortognaisse)	Biotita Gnaisse



**Fig. 8** – Mapa Geológico dos limites da malha urbana de Alegre (ES). Fonte: Modificado de Vieira et al. (2018).



**Fig. 9** – Mapa geológico ampliado de Alegre (ES). Fonte: Modificado de Vieira et al. (2018).

Com esta avaliação, entendeu-se que há a necessidade de um trabalho específico na área de mapeamento geológico em escala local para a malha urbana de Alegre (ES) que deve ser realizado futuramente.

A granulometria dos materiais foi realizada por análise táctil-visual em campo e em laboratório, indicando que os materiais são: no ponto P1, argila arenosa (horizonte A); no ponto P2 tem-se argila arenosa (horizonte B); no ponto P3 tem-se areia siltosa (horizonte C) e no ponto P4 tem-se argila arenosa (horizonte A). Essas classificações seriam aquelas esperadas para um perfil de solo residual de gnaiss, sendo que no horizonte A, a argila é transportada para o horizonte B, onde é possível observar maior concentração de argila que no horizonte A. O horizonte C mostra as estruturas reliquias da rocha e é uma areia siltosa, evidenciada pela presença de quartzo, feldspato, plagioclásio e micas.

De acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS), os nitossolos são solos minerais homogêneos com pequena ou nenhuma diferenciação de cor com a profundidade. Este solos apresentam horizonte B nítrico, abaixo do horizonte A, com argila de atividade baixa ou atividade alta (desde que conjugada com caráter aluminico). Nitossolos possuem textura argilosa ou muito argilosa desde a superfície do solo, estrutura em blocos subangulares ou angulares ou prismática, de grau moderado ou forte, com cerosidade expressiva e/ou caráter retrátil (EMBRAPA, 2018).

A sua estrutura favorece a retenção de água, porém mantém uma boa drenagem, além de que, possui propriedades físicas extremamente desejáveis em condições de sazonalidade climática e estação seca prolongada (IAC, 2021).

Nas situações em que as características de Nitossolos e Argissolos Vermelhos ou Vermelho-Amarelos forem coincidentes, deve-se utilizar a policromia (que se caracteriza pela variação de cor dentro de 150cm a partir da superfície do solo), como descrita abaixo, como critério adicional para distinguir esses dois solos. Os Nitossolos apresentam policromia pouco acentuada, no perfil, sendo assim, devem satisfazer os seguintes critérios de cores: a) Para solos apresentando cores dos horizontes A e B, exceto BC, dentro de uma mesma página de matiz, admitem-se variações de no máximo 2 unidades para valor e/ou 3 unidades para croma; b) Para solos apresentando cores dos horizontes A e B, exceto BC, em duas páginas de matiz, admite-se variação de  $\leq 1$  unidade de valor e  $\leq 2$  unidades de croma; c) Para solos apresentando cores dos horizontes A e B, exceto BC, em mais de duas páginas de matiz, não se admite variação para valor e admite-se variação de  $\leq 1$  unidade de croma (EMBRAPA, 2018).

Os argissolos são o grupamento de solos com B textural, com argila de atividade baixa ou alta desde que conjugada com saturação por bases baixas ou com caráter aluminico (EMBRAPA, 2018).

Ademais, segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS), os latossolos são constituídos por material mineral, com horizonte B latossólico imediatamente abaixo de qualquer um dos tipos de horizonte diagnóstico superficial, exceto histórico. São solos em avançado estágio de intemperização, muito evoluídos como resultado de enérgicas transformações no material de origem. São solos muito profundos, possuem uma sequência de horizontes A, B, C com pouca diferenciação de sub-horizontes e as transições são normalmente difusas ou graduais. De um modo geral, os teores da fração argila deste solo aumentam gradativamente com a profundidade ou permanecem constantes ao longo do perfil. A cerosidade, quando presente, é pouca e fraca (EMBRAPA, 2018).

Sendo assim, pode-se dizer que solos lateríticos são homogêneos, com pouca diferenciação entre os horizontes ou camadas, reconhecidos facilmente pela cor quase homogênea do solo com a profundidade. Os Latossolos são bem drenados e com baixa capacidade de troca de cátions, com textura média ou mais fina, ou seja, argilosa ou muito argilosa (IAC, 2021).

De acordo com os resultados de granulometria obtidos, presentes no Quadro 3, que compreendem o Horizonte B no ponto 2, pode-se observar que boa parte do solo é composto por argila e provavelmente se trata de um horizonte B nítrico. Esses resultados são condizentes com os dados recentes do Geobases (2016), Figura 3, onde aponta este solo como Nitossolo Vermelho, mas,

segundo Pacheco (2011), a bacia do Rio Alegre é composta 80% de Latossolo Vermelho-Amarelo (LVAd) e apresenta inclusões de Argissolo Vermelho-Amarelo.

Entende-se que nos pontos P1, P2 e P4, foi possível observar os horizontes A, B e C, uma vez que se observou diferenças de cores entre os horizontes, isto é, policromia. O horizonte A é representativo de um perfil de nitossolo vermelho com a presença de argila arenosa. A cerosidade observada nos pontos P1, P2 e P4 é marcante no horizonte B. O horizonte C nesses pontos mostra as estruturas reliquias do substrato rochoso.

No ponto P3, trata-se de um perfil de cambissolo, uma vez que os horizontes A e B são incipientes e até mesmo inexistentes dependendo da posição que se observa o talude. A consideração sobre os perfis da bacia hidrográfica do Rio Alegre serem de argissolos também pode ser levada em conta, como observou Pacheco (2011), mas é necessário observar a escala de trabalho para se generalizar. No caso desse estudo, entende-se que a escala de trabalho é determinante para a verificação e classificação dos perfis.

Os constituintes minerais do solo devem estar associados ao tipo de rocha (magmática, sedimentar ou metamórfica). Alguns minerais ocorrem no solo como ocorriam nas rochas, enquanto outros se formaram a partir de reações que se estabeleceram no produto de intemperização das rochas (Freire, 2006). Os primeiros são os minerais primários e os últimos, minerais secundários. Os minerais primários são minerais resistentes à intemperização e por isso, constituem a fração grosseira do solo, ao passo que, os minerais secundários predominam na fração fina do solo, especialmente na fração argila. Dentre os minerais primários, que são encontrados formando a areia do solo, estão os seguintes: quartzo, turmalina, zirconita, ortoclásio, plagioclásio, hornblenda, micas e augita. Dentre os minerais secundários, que compõem a fração fina do solo estão os argilominerais do grupo da montmorilonita e da caolinita, hematita e limonita, além de outros.

Na bibliografia da área de pedologia aparecem vários termos que se referem a complexos e específicos processos de formação dos solos, tais como podzolização, calcificação, laterização, entre outros como cita Lepsch (2011). Esses processos atuam não somente na transformação de um material de origem em solo, mas também se referem a mudanças que operaram – e ainda, estão operando e modificando os solos. Essas modificações refletem-se na morfologia e nos atributos físicos, químicos e mineralógicos do solo.

Sob a ótica da lupa binocular, foi possível observar nos pontos P1, P2 e P4, minerais primários como quartzo, plagioclásio, turmalina. Também foi possível observar muscovita, biotita e outros argilominerais (de fração muito fina). O ponto P3 apresentou no solo de alteração ou horizonte C minerais primários como quartzo e plagioclásio; na fração fina pode-se observar muscovita, vermiculita, biotita e outros argilominerais (de fração muito fina). O que indicou a princípio que os solos dos horizontes P1, P2 e P4 aparentemente apresentam comportamento laterítico, enquanto o perfil do ponto P3 pode ser não laterítico. O que chamou a atenção foi a presença de atividade coloidal no ponto P3 e as concreções lateríticas nos pontos P1, P2 e P4, sendo que nesses pontos são menores no nível A e maiores no horizonte B.

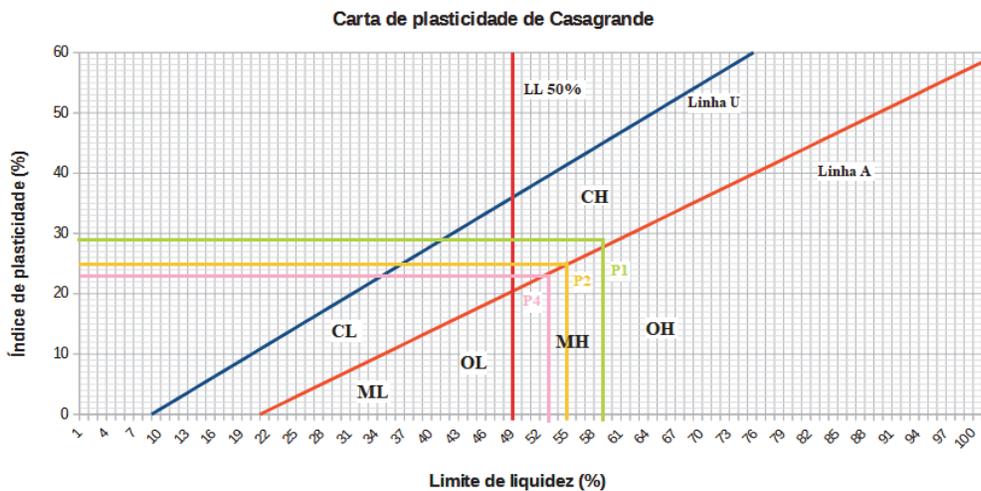
A granulometria dos materiais foi realizada por análise tátil-visual em campo e em laboratório, indicando que os materiais são: no ponto P1, argila arenosa (horizonte A); no ponto P2, argila arenosa (horizonte B); no ponto P3, areia siltosa (horizonte C) e no ponto P4, argila arenosa (horizonte A). Essas classificações seriam aquelas esperadas para um perfil de solo residual de gnaiss, sendo que no horizonte A, a argila é transportada para o horizonte B, onde é possível observar maior concentração de argila que no horizonte A. O horizonte C mostra as estruturas reliquias da rocha e é uma areia siltosa, evidenciada pela presença de quartzo, feldspato, plagioclásio e micas.

As amostras de solo coletadas durante o estudo foram caracterizadas com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e nos padrões de classificação da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Dessa forma, foi possível entender as propriedades de cada amostra analisada.

É importante ressaltar que dos quatro pontos amostrados para o trabalho não foi possível realizar a caracterização do solo do ponto P3, representativo do horizonte C, uma vez que não foi possível calcular o índice de plasticidade e o limite de plasticidade.

Os solos dos três pontos analisados (P1, P2 e P4) possuem a mesma classificação granulométrica, todos são do tipo argila-arenosa, com mais de 50% de grãos finos em sua composição.

A Figura 10 apresenta a classificação de cada um dos três pontos com base na carta de Casagrande e nos padrões do sistema unificado. Como se pode notar, todos os três solos se localizam muito próximos da linha A (linha que divide os solos de comportamento do tipo argila dos de tipo silte). Pinto (2006) definiu que, em casos como este, é aberta uma exceção na nomenclatura e duas classificações são utilizadas para o mesmo solo, já que esse possui um tipo de comportamento intermediário. No caso do P1, P2 e P4, seu comportamento seria intermediário entre um solo do tipo CH (argila de alta plasticidade) e do tipo MH (silte de alta plasticidade), portanto, sua classificação correta seria como um solo do tipo CH-MH, ou seja, solo de comportamento intermediário entre argila e silte com alta plasticidade.



**Fig. 10** – Locação dos pontos P1, P2 e P4 na carta de plasticidade de Casagrande. Fonte: Modificado de Pinto (2006).

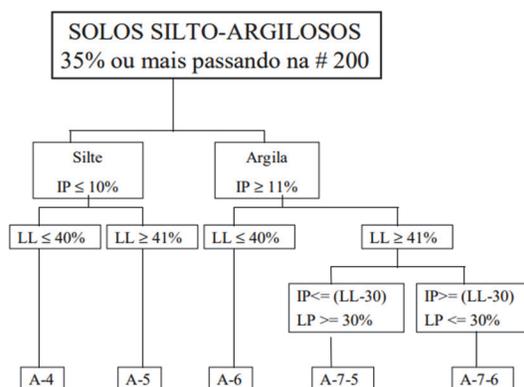
Machado e Machado (1997) definem uma sequência para que se determine a classificação de solos finos dentro do sistema AASHTO (Figura 11). Seguindo as propriedades medidas para as amostras dos pontos P1, P2 e P4, os três tipos de solos se classificam como solos argilosos do tipo A-7-5.

Essa classificação é utilizada para a análise da qualidade do solo para a aplicação como base, sub-bases e subleitos de pavimento. No cômputo geral dos solos, o grupo A-7-5 reporta a solos que devem ser sempre considerados como má qualidade para aplicação como subleito. Assim, pode se classificar o solo do tipo MH (solo com características próximas ao CH-MH) como sendo de má qualidade para o uso como material de fundação.

O índice de plasticidade IP dos materiais encontrados também refletiu a composição granulométrica encontrada. Os pontos P1, P2 e P4 com argila arenosa indicou um IP com valores de 29, 25 e 23, respectivamente.

De acordo com Caputo (1988), solos com  $IP \geq 15$  são altamente plásticos; assim sendo, as argilas arenosas encontradas nos pontos P1, P2 e P4 são altamente plásticas.

Não foi possível calcular o IP no ponto P3 porque é uma areia siltosa, sendo que esse fato indicou que este solo tem muito baixa plasticidade ou é desprezível, tendendo o valor do IP a zero.



**Fig. 11** – Esquema gráfico para classificação de solos finos do sistema AASHTO. Fonte: Machado e Machado (1997).

De acordo com Burmister (1949), os solos dos pontos P1, P2 e P4 têm plasticidade alta, enquanto o solo arenoso do ponto P4 é não plástico (vide Quadro 15).

Das (2008) apresenta uma discussão sobre a atividade das argilas e correlaciona esta atividade com a composição mineralógica dos solos. De acordo com Das (2008), a fração de argila em peso pode informar sobre a composição mineralógica, mas entende-se aqui que outros métodos de análise sobre a composição mineralógica como a difratometria por raios-X (DRX) e a fluorescência por raios-X podem ser métodos mais eficientes para indicar a composição dos solos.

O peso específico dos sólidos ficou em torno de 2,70 a 2,73 g/cm<sup>3</sup>, não mostrando variação significativa ao longo do perfil. De acordo com Bowles (1986), as argilas devem variar de 2,68 a 2,75g/cm<sup>3</sup>; indicando que os valores aqui obtidos são correlatos; as areias devem variar de 2,65 a 2,68 g/cm<sup>3</sup>; no entanto, o ponto P3 resultou em 2,73 g/cm<sup>3</sup> provavelmente apontando um valor maior, devido à presença de silte e argila na composição do solo.

**Quadro 15** – Classificação em função do Índice de Plasticidade (IP). Fonte: Burmister (1949).

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente Plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
>40	Plasticidade muito alta

O Quadro 16 apresenta os resultados de parâmetros de resistências ao cisalhamento direto, para solos residuais de gnaisses ( $c'$  = coesão e  $\phi'$  = ângulo de atrito), encontrados na bibliografia.

Os valores encontrados neste trabalho para coesão e ângulo de atrito não estão diretamente correlacionados com aqueles apontados na bibliografia, conforme se observa no Quadro 5 apresentado anteriormente.

Esses valores podem se encontrar díspares em face da profundidade de amostragem, tensão confinante, o ângulo da foliação (ou bandamento da rocha original) com a tensão cisalhante e, finalmente e mais importante, levando em consideração se o ensaio foi realizado com amostra saturada ou não saturada.

É importante observar que no horizonte A, em ambos os pontos P1 e P4, foi marcante a presença de grãos de quartzo. No horizonte B, comparativamente mais argiloso que o horizonte A, não se

observou mudança significativa na coesão. No entanto, no ponto P3, no horizonte C, observou-se um aumento significativo da coesão. Isso deve ocorrer devido ao ângulo da foliação com a tensão cisalhante. Um outro dado importante para levar em consideração foi a presença de concreções de ferro no horizonte B que pode causar descontinuidades nas curvas dos ensaios de cisalhamento direto.

No Quadro 16, os valores que mais se aproximam deste trabalho são aqueles de Marchi (2005). Além disso, é importante destacar que os resultados de cisalhamento direto deste trabalho foram obtidos sob condição saturada.

Para experimentos em termos de tensão efetiva, a coesão dos solos é inversamente proporcional ao teor de água no solo (Al-Shayea, 2001; Boeni, 2000; Braida, 2004). A diminuição do teor de água aproxima os grãos, aumentando a atração entre estes e, desse modo, aumentando a coesão (Braga, 2014). Essa condição pode refletir os dados apontados no Quadro 17, uma vez que ensaios realizados sob condições saturadas podem apresentar coesão muito baixa, enquanto sob condições não saturadas podem apresentar resultados mais elevados de coesão. Já Boszczowski (2008) trabalhou com ensaio não saturado e encontrou valores de coesão relativamente baixos.

Os resultados de Colli (2020) que são para a mesma localidade dessa pesquisa, incluindo um ponto em comum de trabalho (para o horizonte C ou solo de alteração) num talude específico em Alegre (ES), mostram valores muito maiores para coesão, uma vez que o ensaio realizado foi não saturado.

Cabe destacar ainda que o resultado de coesão e ângulo de atrito do ponto 3, nesse estudo, difere significativamente dos resultados dos pontos P1, P2 e P4; enquanto a coesão é maior, o ângulo de atrito é menor, comparativamente.

**Quadro 16** – Parâmetros de resistências ao cisalhamento direto, para solos residuais de gnaisses.

Autor	Local	Coesão, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)
Azambuja et al. (2001)	Porto Alegre (RS)	4 a 8 kPa	20°
Bernades et al. (2005)	Porto Alegre (RS)	10 a 16 kPa	24° a 30°
Boszczowski (2008)		10,25 kPa	24,5°
Colli (2020)	Alegre (ES)	34,6 kPa (solo de alteração – hor. C) 22,16 kPa (solo de transição – hor. B)	26,49° 25,30°
Mantilla et al. (2018)	Belo Horizonte (MG)	5,3 a 9 kPa	4° a 19°
Feijó et al. (2001)	Rio de Janeiro (RJ)	16 kPa	42°
Marchi (2005)	Ponte Nova (MG)	8 kPa (solo A) 0 kPa (solo B) 9 a 16 kPa (solo C)	26° a 27° 27° a 30° 26° a 27°
Lara (2015)	Ponte Nova (MG)	20 kPa	18°
Springer (2006)	Niterói (RJ)	19 kPa	32,8°

Boszczowski (2008) discute como os valores do ângulo entre a superfície de ruptura e a xistosidade pode afetar a coesão e o ângulo de atrito do solo, conforme se vê no Quadro 17. Se amostras submersas, os valores são menores. Enquanto Maccarini (1980) aponta que não há diferenças significativas em coesão e ângulo de atrito devido a xistosidade (Quadro 18).

**Quadro 17** – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaisse. Fonte: Costa Filho e de Campos (1991).

Condição de saturação	Direção da estratificação	Coesão, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)
Umidade natural	Paralelo	45,1	34,6
	Perpendicular	38,2	35,8
Submerso	Paralelo	27,3	27,8
	Perpendicular	27,2	29,2

**Quadro 18** – Índice de vazios inicial  $e_0$ , coesão  $c$  e ângulo de atrito  $\phi$  para um solo residual jovem de gnaisse. Fonte: Maccarini (1980).

Ângulo entre a superfície de ruptura e a xistosidade	$e_0$	Coesão, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)
0°	1,12	46	31,4
45°	0,94	60	33,0
90°	1,02	59	32,6

Costa Filho e de Campos (1991) informam que há pouca variação no ângulo de atrito, mas na coesão há significativa diferença (Quadro 19). Aleixo (1998) também apresenta uma discussão informando que para um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaisse não há significativa variação quanto a direção de estratificação influenciar coesão e ângulo de atrito (Quadro 20).

**Quadro 19** – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaisse. Fonte: Costa Filho e de Campos (1991).

Direção da estratificação	Coesão, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)
Xistosidade paralela	31	28,5
Xistosidade cruzada	10	30,5

No Quadro 20, pode-se observar que a saturação da amostra leva a resultados significativamente menores de coesão e pouco menores de ângulo de atrito.

**Quadro 20** – Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaisse. Fonte: Aleixo (1998).

Solo residual de gnaisse	Condição de saturação	Direção da estratificação	Coesão, $c'$ (kPa)	Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)
Maduro	Saturado	Ortogonal	71,1	16
		Paralelo	68,1	16,1
Jovem	Saturado	Ortogonal	45,1	12,3
		Paralelo	43,8	12,1
Maduro	Não Saturado	Ortogonal	127,2	20,4
		Paralelo	122,3	20,6
Jovem	Não Saturado	Ortogonal	64,4	19,6
		Paralelo	60,7	19,8

Reis e Vilar (2004) apresentam uma revisão de diversos trabalhos voltados para a caracterização da resistência de solos residuais de gnaisses. Constatou-se que a resistência ao cisalhamento destes

solos é pouco afetada pela direção das tensões, tendo um comportamento isotrópico. Já com relação à deformação, o comportamento tende a ser anisotrópico.

Há variabilidade lateral no perfil dos solos, sendo que, por vezes, podem-se observar matacões e cascalhos quando se está próximo do nível C. Nos topos de serra é comum observar perfis mais profundos e mais maduros, enquanto nos talwegues os horizontes A e B tornam-se menos espessos.

Sobre a colapsibilidade dos solos, pôde-se entender que as amostras dos pontos P1 e P2 quando foram inundadas a 40 kPa, sofreram uma compressão significativa, como se pode observar nos gráficos de deformação vertical ao longo do tempo.

O coeficiente de compressão do ponto P3 apresentou valor superior aos demais pontos. É de esperar que o ponto P3 tenha esse comportamento devido à sua composição e posição no perfil pedológico, sendo um nível de alteração (ou nível C pedológico).

No entanto, o coeficiente de descompressão no ponto P1, onde se observou recalque, é o menor de todos. O que indicou uma má recuperação do terreno, reforçando o conceito de solo colapsível nesse terreno da área, correspondente ao ponto P1. É mesmo possível observar no topo do morro, nas construções mais antigas, fissuras verticais e horizontais acompanhando a estrutura da edificação. Essa situação, faz lembrar a situação do Campo de Aviação, área do ponto P4, onde também existem muitas fissuras nos imóveis.

Os coeficientes de adensamento mostram uma taxa de variação muito próxima àquela das referências. Por exemplo, pode-se comparar com os valores para terra vermelha (Quadro 21) citados por Das (2008); no entanto observou-se que há um aumento nos valores do coeficiente de adensamento antes do colapso nos pontos P1 e P2, o que deve indicar a colapsibilidade do terreno.

Pinto (2006) informa que o coeficiente de permeabilidade dos solos deve variar de  $10^{-3}$  a  $10^{-9}$  m/s, conforme é apresentado no Quadro 22.

**Quadro 21** – Comparação do coeficiente de adensamento  $C_v$  obtido por vários métodos para carregamento variando de 400 a 800 kN/m<sup>2</sup>. Fonte: Das (2008).

Tipo de solo	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s).10 <sup>-4</sup>
Terra vermelha	12,80
Solo marrom	1,36
Solo preto	0,79
Ilita	6,45
Bentonita	0,022
Argila de Chicago	7,41

**Quadro 22** – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade. Fonte: Pinto (2006).

Tipo de solos	Coefficiente de permeabilidade (m/s)
Argilas	< 10 <sup>-9</sup>
Síltos	10 <sup>-5</sup> a 10 <sup>-9</sup>
Areias argilosas	10 <sup>-7</sup>
Areias finas	10 <sup>-5</sup>
Areias médias	10 <sup>-4</sup>
Areias grossas	10 <sup>-3</sup>

Desse modo, podemos entender que os resultados obtidos em ordem de  $10^{-4}$  a  $10^{-3}$  (m/s), dos pontos P1, P2 e P4 não estão diretamente correlacionados a este padrão indicado por Pinto (2006), mas também há que se considerar as amostras classificadas como argila arenosas contém considerável fração de areias e por isso, os resultados são compatíveis. A amostra do ponto P3, areia siltosa, pode ser considerada uma areia média, conferindo com o valor típico indicado por Pinto (2006).

O Quadro 23 apresenta os resultados de índice de vazios e permeabilidade das amostras indeformadas.

Pode-se observar que o índice de vazios é relativamente próximo para os pontos P1, P2 e P4, o que pode ser considerado satisfatório para as argilas arenosas. Enquanto isso, o índice de vazios é muito menor para o ponto P3, o que pode ter contribuído para o valor de coesão do ponto P3 ser comparativamente muito maior do que os dos outros pontos. Quanto ao coeficiente de permeabilidade os valores parecem não se distanciar significativamente. Ou seja, não há uma relação evidente desses fatores para estes tipos de solos. De modo geral, há sim uma relação: quanto mais arenosos, maior o valor do coeficiente de permeabilidade. No presente estudo, os valores são próximos e os solos estão variando de argila arenosa a areia siltosa (com presença de argila).

**Quadro 23** – Comparação de coeficiente de permeabilidade e índice de vazios.

Ponto	Coeficiente de permeabilidade (cm/s)	Índice de vazios (inicial)
P1	$6,84 \cdot 10^{-4}$	1,15873
P2	$1,42 \cdot 10^{-3}$	1,31673
P3	$2,74 \cdot 10^{-4}$	0,95361
P4	$1,74 \cdot 10^{-3}$	1,35704

É importante destacar que se observou o maior valor de recalque para o Ponto P2, que mostrou um significativo deslocamento na curva de vazios quando a amostra foi saturada a 40 kPa. Esta é mais uma evidência que há uma razão para entender que o ponto P2 deve apresentar um solo colapsível.

Cabe ainda destacar que os valores de coeficiente de permeabilidade refletem a composição granulométrica, bem como a classificação CH-MH que mostra solos intermediários entre solos argilosos e solos siltosos, de alta compressibilidade.

## 6 – CONCLUSÃO

É importante verificar que a formação dos solos está diretamente ligada às condições exógenas (clima, vegetação, relevo) e endógenas do meio (tipos litológicos). Essas condições exógenas são determinantes para a formação dos solos; isto é, a penetração das águas meteóricas no solo, os processos de dilatação e contração devido à variação de temperatura ao longo do tempo, a ação da fauna e da flora interferindo no meio e a forma do relevo conduzindo os agentes intempéricos são fatores predominantes na formação dos solos.

Nesse sentido, a área urbana de Alegre (ES) está de fato inserida no contexto de patamares escalonados regionalmente e mares de morros localmente. Isso traduz a formação de solos mais profundos e laterizados, de modo geral. A área é constituída por vales e cristas. É possível observar as vertentes convexas formadas por solos residuais oriundos de maciços graníticos e gnássicos. Os vales encaixados são formados por depósitos de argilas cinza (gleissolo) preferencialmente. O lençol freático é bastante raso.

Os nitossolos têm características marcantes como cerosidade e presença de concreções ferruginosas, o horizonte B é nítico (apresentando policromia). Foi possível observar os perfis de solos da área e concluir que a classificação mais adequada é nitossolo para a área de estudo (nos taludes analisados).

O estudo geoquímico dos horizontes deve permitir relacionar os tipos de solos com os substratos rochosos. Esse estudo deve ser conduzido em escala de detalhe, de um afloramento. Os parâmetros drenabilidade, forma do relevo, forma das vertentes (aberta/fechada, concava/convexa) e o clima devem influenciar significativamente o processo de formação dos solos. No entanto, o estudo

geoquímico de um perfil de solos, baseado em ensaios de FRX e DRX, deve traduzir a fenomenologia de formação dos solos, considerando o substrato rochoso.

Não foi possível relacionar diretamente os tipos de solos com os tipos litológicos. A ação do intemperismo associada às variáveis clima (temperatura, regime pluviométrico), declividade, morfologia das vertentes é um processo que transforma significativamente os materiais (rochas e solos), não permitindo estabelecer um padrão para essa relação até ao momento.

No contexto geológico, este trabalho sugere um levantamento de campo detalhado dos litotipos na malha urbana para dar continuidade a um estudo detalhado.

No talude adjacente ao ponto P3 uma série de movimentos de massa e um processo de ravinamento instalado indicam um processo de caulinitização avançado. Exatamente no ponto de coleta da amostra indeformada do ponto P3, observou-se uma variação de matizes que podem estar associadas ao desenvolvimento pedológico de níveis diferenciados devido à composição da rocha (granítica). Assim sendo, é necessário considerar além dos processos climáticos, o tipo de substrato rochoso que está sofrendo alteração para chegar a uma interpretação clara sobre a origem do perfil de solos.

Os resultados obtidos em laboratório permitiram uma caracterização geotécnica completa dos horizontes A, B e C, sendo que os horizontes A e B foram caracterizados como argila arenosa e o horizonte C como areia siltosa.

Os pontos P1 e P2 mostraram evidências que indicam um significativo grau de colapsibilidade, o que observado principalmente pelos colapsos nas curvas de adensamento e pelos resultados de recalque (especialmente o ponto P2).

Os dados desse trabalho servem como base de estudos para a implantação de obras na malha urbana de Alegre (ES) e podem ser utilizados pela Secretaria de Obras e Defesa Civil do Município de Alegre (ES).

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984). NBR 6508 – *Solo - Determinação da massa específica. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 8p.
- ABNT (2016). NBR 6457 - *Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 12p.
- ABNT (2016). NBR 7180 - *Solo – Determinação do limite de plasticidade. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 7p.
- ABNT (2016). NBR 7181 - *Solo – Análise Granulométrica. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 16p.
- ABNT (2016). NBR 7182 - *Solo – Ensaio de Compactação. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 13p.
- ABNT (2017). NBR 6459 - *Solo – Determinação do limite de liquidez. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 9p.
- ABNT (2020). NBR 16853 - *Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 16p..
- ABNT (2021). NBR 13292: *Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Método de Ensaio*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 13p.
- Ab'Saber, A.N. (1966). *O domínio dos mares de morros no Brasil*. Geomorfologia 2. Instituto de Geografia da Universidade de São Paulo.

- Aleixo, M.S. (1998). *Comportamento tensão-deformação de solos residuais no equipamento triaxial*, 1998. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 110p.
- Almeida, F. F. M.; Hasui, Y.; Brito Neves, B. B.; Fuck, H. (1977). *Provincias estruturais brasileiras*. Simpósio de Geologia do Nordeste, v. 8, p.363-391.
- Al-Shayea, N. A. (2001). *The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils*. Engineering geology, v. 62, n. 4, p. 319-342.
- ASTM D3080 (2004). *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, United States, 9p.
- Azambuja, E.; Strauss, M.; Silveira, F. G. (2001). *Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre, RS*. In: III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), ABMS. Anais... Rio de Janeiro, p. 435-443.
- Bernades, J. A.; Bica, A. V. D.; Bressani, L. A.; Flores, J. A. A.; Gobbi, F.; Azambuja, E. (2005). *Estudo da resistência ao cisalhamento do solo residual de gnaiss na cidade de Porto Alegre*. In: IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), ABMS. Anais... Salvador, p. 173-181.
- Boeni, M. (2000). *Comportamento mecânico de solos escarificados em função do teor de água e pressão de inflação dos pneus do trator*. 2000. Dissertação (Mestrado em Ciência do Solo) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Boszczowski, R. B. (2008). *Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR* / Roberta Bomfim Boszczowski; orientador: Tácio Mauro P. de Campos – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2008. 577 f. Tese (doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.
- Bowles, J. E. (1986). *Engineering Properties of Soils and their Measurements*. 3ª ed. Nova York: McGraw Hill Education.
- Braga, F. V. A. (2014). *Estimativa dos parâmetros da resistência do solo ao cisalhamento através de Pedotransferência*. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, p. 98.
- Braida, J. A. (2004). *Matéria orgânica e resíduos vegetais na superfície do solo e suas relações com o comportamento mecânico do solo sob plantio direto*. 2004. Tese (Doutorado em Ciência do Solo) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, p. 107.
- Burmister, D. M. (1949). *Principles and Techniques of Soil Identification*. Proceedings of Annual Highway Research Board Meeting. National Research Council. Washington, v. 29, p. 402-434.
- Caputo, H. P. (1988). *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*. 6ª. Ed., Vol 1, Rio de Janeiro (RJ), 244p.
- Colli, R. N. (2020). *Caracterização Geológico-Geotécnica de um Perfil de Alteração de Gnaisses do Complexo Paraíba do Sul, em um corte da rodovia ES-181, ALEGRE-ES*. Trabalho de Conclusão de Curso. Alegre, UFES.
- Conciani, W; Soares, M.M.; Crestana, S. (1995). *Geotechnical use of a mini tomography*. In: Proc. 1., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris. p.447-452.

- Costa Filho, L.M., De Campos, T.M.P. (1991). *Anisotropy of a gneissic residual soil*. In: IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vina del Mar, V. 1, p. 51-61.
- Das, B. M. (2008). *Advanced Soil Mechanics*. 3ª ed. Nova York: Taylor & Francis.
- EMBRAPA (1978). *Levantamento de reconhecimentos de solos do estado do Espírito Santo*. SNLCS - Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos. Rio de Janeiro, 475p. (Boletim Técnico, 45). 1978.
- EMBRAPA (2018). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos / Humberto Gonçalves dos Santos [et al.]*. – 5. ed., rev. e ampl., 356 p. : il., . – Brasília, DF.
- Feijó, R. L.; Erhlich, M. (2001) . *Resultados de Ensaios de Arrancamento em Grampos Injetados em Dois Pontos do Município de Rio de Janeiro*. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encosta, 2001, Rio de Janeiro. III COBRAE. v. 1. p. 517-524.
- Freire, O.. *Solos das regiões tropicais*. Botucatu, FEPAF. 268p. il.2006.
- GEOBASES (2016). *Mapa de Solos do ES* (2016). Disponível em: [https://ide.geobases.es.gov.br/layers/geonode:solos\\_es\\_2016/metadata\\_detail](https://ide.geobases.es.gov.br/layers/geonode:solos_es_2016/metadata_detail).
- Gouvea, L. P. , Medeiros, S. R., Mendes, J. C., Soares, C., Marques, R. A., Melo, M. G. (2020). *Magmatic activity period and estimation of P-T metamorphic conditions of pre-collisional opx-metatonalite from Aracuai-Ribeira orogens boundary, SE Brazil*. Journal of South American Earth Sciences.
- IAC. *Solos do Estado de São Paulo. Nitossolos*. São Paulo: Governo do Estado São Paulo. Disponível em: <<http://www.iac.sp.gov.br/solosp/pdf/Nitossolos.pdf>>. Acesso em: 10 set. 2021.
- INCAPER – *Instituto capixaba de pesquisa, assistência técnica e extensão rural* – [http://cecam.incaper.es.gov.br/index.php?pagina=prec\\_acumuladoano](http://cecam.incaper.es.gov.br/index.php?pagina=prec_acumuladoano) - Acesso em 20/03/2021.
- Lani, J.L. (1987). *Estratificação de ambientes na bacia do Rio Itapemirim, no Sul do estado do Espírito Santo*. 114p. Dissertação (Mestrado em Solos e Nutrição de Plantas). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- Lara, R. A. C. (2015). *Estudo de Caso: talude de Ponte Nova*. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, UFSJ, 66p.
- Lepsch, I. F. (2011). *19 Lições de Pedologia*. Oficina dos Textos, SP, 456p.
- Maccarini, M. (1980). *Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto no Solo Residual Gnaissico jovem do Campo Experimental da PUC-Rio*. Gávea PUC-Rio, Rio de Janeiro, Dissertação de Mestrado.
- Machado, S. L., Machado, M. F. (1997). *Mecânica dos solos II: Conceitos introdutórios*. Apostila de Mecânica dos Solos, UFBA.
- Mantilla, J. N. R., Carrasco, E. V. M. (2018). *Parâmetros geotécnicos de solo residual de gnaiss da cidade de Belo Horizonte, Brasil, por meio de ensaios cone penetration test (cpt) e de laboratório*. Proceedings of the 1st Iberic Conference on Theoretical and Experimental Mechanics and Materials / 11th National Congress on Experimental Mechanics. Porto/Portugal 4-7 November 2018. Ed. J.F. Silva Gomes. INEGI/FEUP (2018); ISBN: 978-989-20-8771-9; pp. 777-780.

- Marchi, A. O. (2005). *Contribuição ao estudo de taludes em solos residuais. Estudo de caso: Ponte Nova-MG*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, p. 102.
- Nascimento, M.C. (2004). *Mapeamento das áreas de preservação permanente e dos conflitos de uso da terra na bacia hidrográfica do rio Alegre, ES*. Viçosa – MG. UFV (Dissertação de mestrado).
- Nóbrega, N.E.F.; Silva, J.G.F.; Ramos, H.E.A.; Pagung, F.S.(2008). *Análise da distribuição sazonal e espacial da precipitação no sul do estado do Espírito Santo*. XV Congresso Brasileiro de Meteorologia – São Paulo – SP.
- Pacheco, A. A. (2011). *Pedogênese e distribuição espacial dos solos da bacia hidrográfica do rio Alegre-ES* / Anderson Almeida Pacheco. Dissertação de mestrado, 104f..UFV, Viçosa, MG.
- Pinto, C. S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. Oficina dos Textos, São Paulo (SP). 363p.
- Reis, R. M., Vilar, O. M. (2004). *Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturado*. In: 5º. Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados. São Carlos, V.1, p.109-114.
- RADAMBRASIL (1983). *Levantamento de recursos naturais*. Volume 32, Folha SF.23 - Rio de Janeiro e SF.24 - Vitória. Rio de Janeiro, vol. 32, 767 p.
- Sardou Filho, R; Matos, G. M. M.; Mendes, V. A.; Iza, E. R. H. F. (2013). *Atlas de Rochas Ornamentais do Estado do Espírito Santo. Projeto Geologia e Recursos Minerais do Espírito Santo*. il., CPRM.
- Springer, F. O. (2006). *Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p. 310.
- Vieira, V. S. (1997). *Cachoeiro de Itapemirim folha SF.24-V-A: estados do Espírito Santo, Rio de Janeiro e Minas Gerais*. Escala 1:250.000. Brasília: CPRM, 99 p., il. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil - PLGB.
- Vieira, V. S. ; Silva, M.A. ; Côrrea, T.R. (2018). *Mapa geológico do estado do Espírito Santo*. Belo Horizonte: CPRM. Disponível em: <https://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/handle/doc/15564?show=full>.

# ERRATA

**Número/Number** 152

**pág./page** 533, **secção/sección/section** 2.1, **linha/línea/line** 21:

**Onde se lê:/Donde se le:/For:** “...três condições...”

**Deve ler-se:/Debe leer:/Read:** “...quatro condições...”

**pág./page** 547, **secção/sección/section** 2.4.4, **linha/línea/line** 9:

**Onde se lê:/Donde se le:/For:** “...(estas escoras estão apoiadas na parede paralela ou na parede perpendicular, casos das Figuras 22 e 23, respetivamente).”

**Deve ler-se:/Debe leer:/Read:** “...(caso da Figura 23).”

**pág./page** 552, **secção/sección/section** 4, **Quadro 4:**

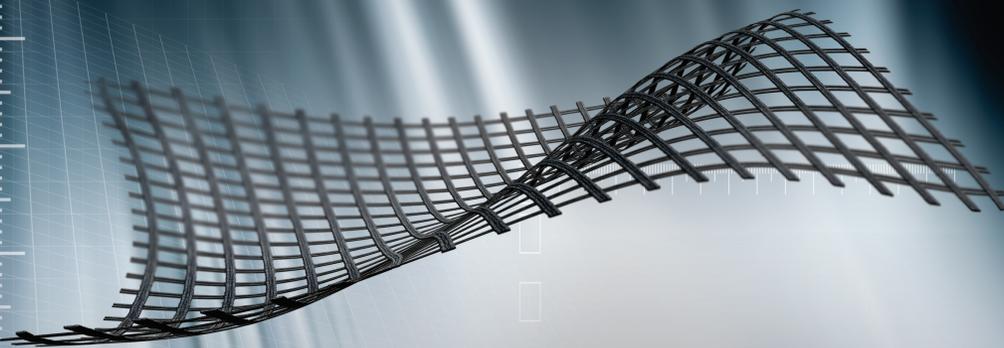
**Onde se lê:/Donde se le:/For:** “Plano vertical | Plano horizontal”

**Deve ler-se:/Debe leer:/Read:** “Plano horizontal | Plano vertical”



# # HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



## HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

Confira conteúdo exclusivo sobre aplicações com Geossintéticos em obras pelo mundo!

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos

Escaneie o código ou acesse o link abaixo para ter acesso ao HUB de conteúdo:



Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:



[www.HUESKER.com.br](http://www.HUESKER.com.br)

[www.linktr.ee/hueskerbrasil](http://www.linktr.ee/hueskerbrasil)



LEIA-ME!

# The Best Solution!

**Tecnilab Portugal, S.A.** will provide you with answers to your Geotechnical engineering needs.

**Tecnilab Portugal, S.A.** is a professional Geotechnical engineering company and has a lot of experience as a professional group that mainly engages in measurement engineering in dam, subway(Metro), harbor, power plant, soft ground and structure construction.

**WE ARE THE DISTRIBUTOR OF PORTUGAL OF ACE INSTRUMENT CO., LTD. IN KOREA.**

**ACE INSTRUMENT CO., LTD.** is a company that obtains worldwide reputation for supplying high precision, high reliability products in all Geotechnical instruments, data logger and in-situ test equipments. Independently developed automatic monitoring system can be used anywhere in the world, including buildings, bridges, ground and any constructions.

## Data Acquisition System & Web Monitoring Program



### Sales company



**Tecnilab Portugal, S.A.**  
A: Rua Gregorio Lopes, Lote 1512B 1449-041 Lisboa Portugal  
T: +351 217 220 870 F: +351 217 264 550  
www.tecnilab.pt

### Manufacturer



**ACE INSTRUMENT CO., LTD.**  
The first value in Geotechnical & Structural Instrumentation  
A: 9, Dangjung-ro 27 beon-gil, Gunpo-si, Gyonggi-do, Korea  
T: +82 31 459 8753-7 F: +82 31 459 8758 E: acens@naver.com  
www.aceinstrument.com



**GABIÃO BELGO.  
UMA ESCOLHA PARA  
ELEVAR A QUALIDADE  
DA SUA OBRA.**



A linha **Belgo GeoTech** traz ao mercado soluções em aço para aplicações geotécnicas. Entre os nossos produtos, disponibilizamos **gabiões, malhas talude, fibras de aço Dramix®, telas de fortificação, cordoalhas e barras helicoidais**. Mas também oferecemos suporte técnico qualificado para atender a todas as necessidades do seu projeto. **Aqui se faz geotecnia com a força do aço.**



Saiba mais em: [belgogeotech.com.br](http://belgogeotech.com.br)



Belgo Bekaert Arames





**TRANSFORMATIVE  
ENGINEERING,  
MANAGEMENT,  
AND INNOVATION  
DELIVERING RESULTS**



DF+ IS AN INTEGRATED ENGINEERING CONSULTING FIRM WITH OVER 25 YEARS OF EXPERIENCE IN THE SECTORS OF MINING, INFRASTRUCTURE, AGRIBUSINESS, AND INDUSTRIAL.

WE DEVELOP PROJECTS BASED ON CONSOLIDATED TECHNICAL SOLUTIONS THAT ENCOMPASS THE STATE OF THE ART IN DIGITAL ENGINEERING.



AV. BARÃO HOMEM DE MELO, 4554 - 5th floor  
ESTORIL, BELO HORIZONTE/MG

+55 31 2519-1001

[dfmais.eng.br](http://dfmais.eng.br)

[comercial@dfmais.eng.br](mailto:comercial@dfmais.eng.br)





The Ground is our Challenge

## PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

- Escavações e Contenção Periféricas
- Fundações Especiais
- Tratamento de Terrenos
- Reforço e Recalçamento de Fundações
- Contenção de Fachadas
- Túneis e Obras Subterrâneas
- Estabilidade de Taludes
- Estudos Geológicos e Geotécnicos
- Demolições

[www.jetsj.com](http://www.jetsj.com)



Praças de Pedágio, P2 e P3  
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério  
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central  
e Arquivo Municipal  
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana  
Lisboa, Portugal

### Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

Tel.: [+351] 210 505 150 / 51

Email: [info@jetsj.com](mailto:info@jetsj.com)

[www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/](http://www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/)



## GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos  
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro  
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



### PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323  
1649-011 LISBOA  
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000  
Fax: (351) 217 970 348  
E-mail: coba@coba.pt  
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6º.  
1050-152 LISBOA  
Tel.: (351) 217 925 000  
Fax: (351) 213 537 492

### REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.  
4450-203 MATOSINHOS  
Tel.: (351) 229 380 421  
Fax: (351) 229 373 648  
E-mail: engico@engico.pt

### ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto  
Bairro do Maculusso, LUANDA  
Tel./Fax: (244) 222 338 513  
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

### MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios. Pestana Rovuma Hotel.  
Rua da Sé nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO  
Tel.: (258) 21 328 813  
Fax: (258) 21 016 165  
Tlm: (258) 820 047 454  
E-mail: coba.mz@gmail.com

### ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine  
El Biar - 16604, ARGEL  
Tel.: (213) 21 922 802  
Fax: (213) 21 922 802  
E-mail: coba.alger@coba.pt

### BRASIL

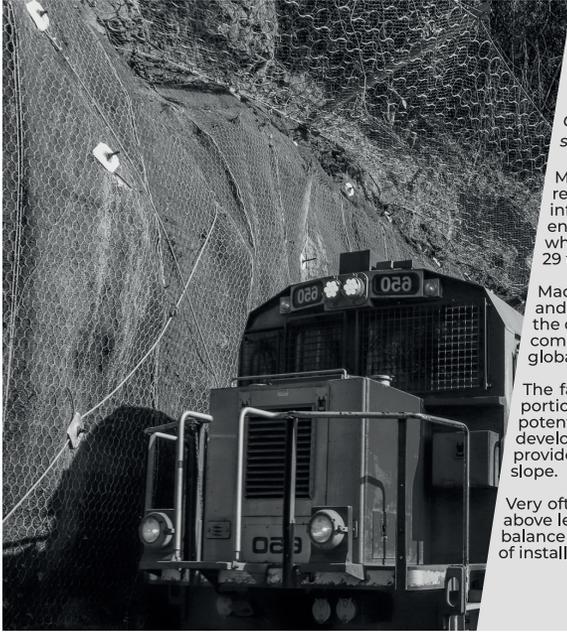
Rio de Janeiro  
Rue Buenos Aires 68, 25º  
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022  
Tel. (55 21) 3553 67 30  
Tel. (55 21) 8366 00 06  
geral@coba.com.br

### Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403  
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251  
Tel.: (55 85) 3244 32 85  
Fax: (55 85) 3244 32 85  
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

### EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium  
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.  
Tel.: (971) 2 495 0675  
Fax: (971) 2 4454672



## Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

*Combining different systems to provide the most effective solution for rock faces and soil slopes.*

Maccaferri RB Series of rockfall barriers is specifically designed to retain impacts of falling boulders, protecting people and infrastructure. Maccaferri rockfall barriers are available with energy absorption capacity starting from 35 kJ and up to 9,000 kJ, which is equivalent to the kinetic energy generated by a block of 29 tons falling at 90 km/h.

Maccaferri additionally developed numerous rockfall mitigation and erosion protection system to be implemented directly within the detachment zone. Among those, soil nailing is a technique that combines the use of steel anchors and facing systems to provide global and surficial stability to soil and weathered rocks.

The facing system plays a key role since it restrains the superficial portion of the slope which can mobilise between the anchors, potentially destabilizing the overall slope. Therefore, Maccaferri developed MacMat®, an innovative reinforced 3D geomat that provide surficial stabilization while promoting the revegetation of the slope.

Very often the use of combined solutions such as the two mentioned above leads to the best results. It also provides the most cost-effective balance between technical performance, risk, client value, ease/safety of installation and environmental benefits.



/maccaferri



/maccaferriatriz



@Maccaferri\_BR



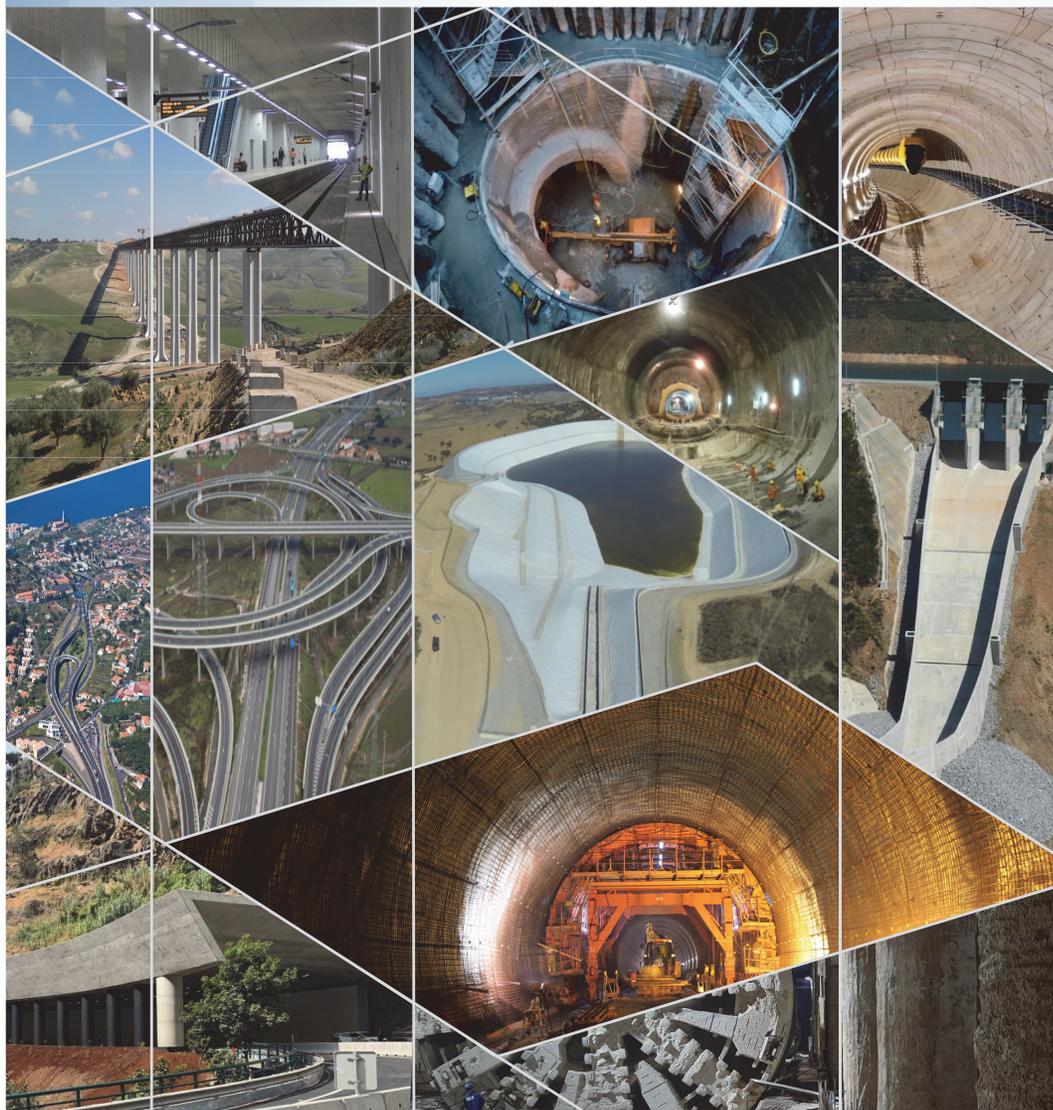
/MaccaferriWorld



/maccaferriworld

**MACCAFERRI**

BUILDING THE WORLD, BETTER



## Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas  
Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte  
Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.  
[www.tpf.pt](http://www.tpf.pt)



- > **Prospecção Geotécnica**  
*Site Investigation*
- > **Consultoria Geotécnica**  
*Geotechnical Consultancy*
- > **Obras Geotécnicas**  
*Ground Treatment-Construction Services*
- > **Controlo e Observação**  
*Field Instrumentation Services and Monitoring Services*
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**  
*Soil and Rock Mechanics Laboratory*

Certificada ISO 9001 por



# Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10  
2699-501 Bobadela LRS  
Tel. 21 995 80 00  
Fax. 21 995 80 01  
e.mail: [mail@geocontrole.pt](mailto:mail@geocontrole.pt)  
[www.geocontrole.pt](http://www.geocontrole.pt)



# PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921



 **TEIXEIRA DUARTE**  
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

PORT FACILITY CONSTRUCTION  
NACALA - MOZAMBIQUE

LICENCE NO. 24 - PUB



Building a better world.  
[teixiraduarteconstruction.com](http://teixiraduarteconstruction.com)



Safety is our nature

Líder mundial em pesquisa, desenvolvimento, fabricação e comercialização de soluções em aço de alta resistência contra desastres naturais.

Leading research, development, manufacturing and supplying high tensile steel solutions against natural hazards.



Petropolis/RJ-Brasil

## SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

**Estabilização de taludes |**  
Slope stabilization

**Queda de rochas |**  
Rockfall

**Escorregamento Superficial |**  
Shallow landslides

**Corridas detríticas |**  
Debris flow

**Escavações subterrâneas |**  
Underground support

Para mais informações, acesse  
[www.geobrigg.com](http://www.geobrigg.com)





## **APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS**

Os trabalhos a publicar na revista Geotecnia são classificados como “Artigos”, “Notas Técnicas” e “Discussões” de artigos anteriormente publicados na revista. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o “Template” para formatação de originais podem ser obtidos de <http://www.spgeotecnia.pt>.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com/>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

**Direção da Revista Geotecnia**  
**SPG, a/c LNEC**  
**Av. Brasil, 101**  
**1700-066 Lisboa**  
**Portugal**  
**E-mail: [editor@revistageotecnia.com](mailto:editor@revistageotecnia.com)**

## **PRESENTACIÓN DE ORIGINALES**

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en “Artículos”, “Notas Técnicas” y “Discusiones” de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el “Template” para formatear originales pueden ser obtenidos en <http://www.spgeotecnia.pt>.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección <http://www.revistageotecnia.com/>. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

**Dirección de la Revista Geotecnia**  
**SPG, a/c LNEC**  
**Av. Brasil, 101**  
**1700-066 Lisboa**  
**Portugal**  
**E-mail: [editor@revistageotecnia.com](mailto:editor@revistageotecnia.com)**

- 3 El fenómeno de la licuación por flujo. Aproximación teórica y práctica**  
*The flow liquefaction phenomenon. Theoretical and practical approach*  
Javier Moreno Robles
- 33 Vibrações induzidas por cravação de estacas: modelação numérica e validação experimental**  
*Vibrations induced by pile driving: numerical modelling and experimental validation*  
Aires Colaço, Pedro Alves Costa, Cristiana Ferreira, Cecília Parente, António Silva Cardoso
- 55 Contenção em solo reforçado com paramento frontal vegetado: estudo de caso em talude rodoviário**  
*Reinforced soil with vegetated frontal face: case study in a road slope*  
Larissa Vieira, Bianca Penteado de Almeida Tonus
- 77 Análise geotécnica do perfil de solo residual de granitoides no município de Alegre (ES)**  
*Geotechnical analysis of residual soil profile of granitoids in the municipality of Alegre (ES)*  
Éder Carlos Moreira, Patricio José Moreira Pires
- 105 Errata**