

PRESSIÓMETROS DE MÉNARD E AUTOPERFURADOR DE CAMBRIDGE: CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS MECÂNICOS EM SOLOS ARGILOSOS MIOCÊNICOS DE LISBOA

Ménard and Cambridge selfboring pressuremeters: correlations between mechanical parameters in Lisbon Miocene clayey soils

António G. F. de Sousa Coutinho*

Marco A. Ludovico Marques**

RESUMO – Este artigo apresenta uma caracterização mecânica de argilas sobreconsolidadas miocénicas do solo de Lisboa, realizada por meio de ensaios pressiométricos. Estes ensaios foram executados no âmbito do alargamento da rede de Metropolitano de Lisboa. Os ensaios foram realizados com um pressiómetro de Ménard e um pressiómetro autoperfurador de Cambridge, ambos com capacidade para aplicar pressões de 10 MPa. Os resultados principais são apresentados neste artigo. De entre os resultados obtidos, calculou-se o coeficiente de impulso em repouso, bem como as leis de crescimento em profundidade de parâmetros de deformabilidade e de resistência. Por fim, estabeleceu-se uma correlação entre a pressão limite Ménard e a resistência ao corte não drenado. Verificou-se que as correlações habituais publicadas na literatura entre estes dois parâmetros subestimam a resistência ao corte não drenado. Contudo, algumas dessas correlações foram estabelecidas com base em ensaios cuja pressão limite era pelo menos 2 a 3 vezes mais pequena do que as obtidas no presente estudo.

SYNOPSIS – This paper presents a mechanical characterization of Miocene overconsolidated clays of the Lisbon subsoil, carried out by pressuremeter tests. These tests were run in the scope of the enlargement of the Lisbon underground net. The tests were performed with a Ménard pressuremeter and a Cambridge selfboring pressuremeter, both with a pressure capacity of 10 MPa.

The main results are presented in this paper. Among the results achieved, the coefficient of earth pressure at rest was computed, as well as the increasing law with depth of deformability and resistance parameters. In the end, a correlation between the Ménard limit pressure and the undrained shear strength was established. It was found that the more common correlations between these two parameters published in the literature underestimate the undrained shear strengths. However, some of those correlations were established from tests where the limit pressures were at least 2 to 3 times smaller than those obtained in present study.

PALAVRAS CHAVE – Pressiómetros, Argilas e Calcários dos Prazeres, Caracterização mecânica.

1 – INTRODUÇÃO

Nos anos 90 do século passado, foram executados vários ensaios de laboratório e in situ sobre solos miocénicos do subsolo de Lisboa no âmbito da ampliação da rede do metropolitano de Lisboa. Entre outros ensaios in situ, foram executados ensaios pressiométricos (PMT), com

* Doutor em Engenharia Civil, Investigador Principal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, E-mail: coutinho@lnec.pt.

** Mestre em Mecânica dos Solos, Doutorando da Universidade Nova de Lisboa.

pressiómetro Ménard (MPM) e com pressiómetro autoperfurador de Cambridge (CSBP). Estes ensaios foram realizados em 3 locais:

- Na colina do Chiado, na baixa de Lisboa;
- Na estação terminal Alameda II da linha vermelha (linha da EXPO'98); e
- Na linha amarela, entre o Campo Grande e a Ameixoeira.

No total foram realizados com êxito cerca de 100 ensaios com o MPM e cerca de 70 ensaios com o CSBP. Estes ensaios foram executados em 4 unidades litostratigráficas do Miocénico de Lisboa (Argilas e Calcários dos Prazeres, Areolas da Estefânia, Argilas do Forno do Tijolo e Areias da Quinta do Bacalhau). Contudo, neste artigo apenas serão referidos os ensaios realizados nas Argilas e Calcários dos Prazeres, a unidade mais antiga das quatro. Nesta unidade foram realizados 21 ensaios com o MPM e 13 ensaios com o CSBP, a profundidades compreendidas entre os 15 e os 45 metros, na colina do Chiado e na estação da Alameda II.

O artigo desenvolve-se a partir dos resultados obtidos naqueles ensaios, com os objectivos de calcular o coeficiente de impulso em repouso K_0 , e estabelecer uma relação funcional entre a pressão limite Ménard, p_{IM} , e a resistência ao corte não drenado, c_u , determinada pelo CSBP, na unidade “Argilas e Calcários dos Prazeres”. O valor de K_0 e relação entre p_{IM} e c_u são muito úteis na prática, uma vez que os ensaios com MPM são bem mais económicos do que os ensaios com CSBP, e os primeiros são mais simples de executar do que os segundos.

Julga-se que, com este estudo, se passa a conhecer melhor as características mecânicas desta unidade litostratigráfica.

2 – BREVE DESCRIÇÃO DA GEOLOGIA DOS LOCAIS

A descrição completa da unidade “M₁ — Argilas e Calcários dos Prazeres” nos locais onde os ensaios foram executados encontra-se no trabalho de Ludovico Marques (1997), apresentando-se aqui apenas em sumário breve.

A unidade em questão é a mais antiga do Miocénico de Lisboa, pertencendo ao Aquitaniano.

Na colina do Chiado esta unidade é constituída por camadas de argilas cinzentas com fracturas, sobrejacentes a camadas de argilas siltosas a margosas cin-zentas ou esverdeadas, carbonosas, com mineralizações de pirite e a uma camada de areias monogranulares. Nesta unidade ocorrem intercalações de blocos e bancadas de calcarenitos, assim como de calcários margosos fossilíferos que evidenciam estados de fracturação F_{4.5} e F₅ (ISRM, 1981). Estes terrenos apresentam possanças da ordem dos 50 m e mesmo bastante superiores. Os registos dos ensaios SPT mostram valores de N entre 10 e 60 pancadas, incluindo ensaios em que se verificaram valores, na segunda fase, de cerca das sessenta, para perfurações da ordem dos 10 cm em argilas margosas e carbonosas, em bancadas de calcarenitos e em calcários margosos. Determinaram-se também os limites de plasticidade destes materiais, que se verificaram estar entre os 10% e os 30%. Os tarolos recolhidos permitiram a determinação de R.Q.D, segundo Deere (1967), geralmente em bancadas de calcarenitos e calcários margosos, verificando-se valores entre os 10% (argilas margosas e carbonosas) e os 75% (calcarenitos e calcários margosos fossilíferos).

Na estação da Alameda II, esta unidade apresenta-se constituída por camadas de argilas siltosas e arenosas, cinzentas e amareladas, areias argilosas, carbonosas e inter-calações de níveis de blocos de calcarenitos. Ocorrem intercalações de bancadas de calcarenitos que evidenciam estados de alteração W_{4.5}, W₃ (ISRM, 1978, 1981), e de fracturação F_{4.5} e F₅ (ISRM, 1981). Estes terrenos

apresentam possanças da ordem dos 50 m e mesmo bastante superiores, assim como estratos com pendor para leste. Os registos dos ensaios SPT exibem valores de N da ordem das sessenta pancadas, em argilas margosas e carbonosas, em bancadas de calcarenitos e em calcários margosos.

Estes materiais geotécnicos estão na fronteira entre os solos rijos e as rochas brandas.

3 – CONFIGURAÇÃO DOS PRESSIÓMETROS

Um modelo digital do CSBP (Mark IXd), com seis braços de deslocamento, e capacidade para aplicar pressões de 10 MPa, foi utilizado pela primeira vez em Portugal na execução de ensaios em solos miocénicos no local do então futuro túnel do Grilo, da Circular Regional Interna de Lisboa (Sousa Coutinho et al., 1996). Neste local, o pressiómetro foi utilizado inicialmente na sua configuração clássica, mas cedo se tornou evidente que a configuração referente a rochas brandas deveria ser utilizada. Nesta configuração, utiliza-se uma membrana de borracha reforçada, e um *rock roller bit* com 73 mm de diâmetro, ou mesmo com 82,5 mm, para areias compactas ou cimentadas. Mais tarde, foram executados ensaios na colina do Chiado e na estação da Alameda II. Contudo, no primeiro desses locais, verificou-se que o recurso à configuração de rochas brandas não assegurava o sucesso dos ensaios, quando era necessário perfurar blocos de calcarenito. Como os blocos bloqueavam o *roller bit*, não era possível autoperfurar até à profundidade desejada.. Foi então adoptada uma nova estratégia.

Quando não havia sondagens disponíveis, ou quaisquer outros elementos que permitissem a identificação da profundidade e da espessura dessas bancadas de calcarenito em detalhe, executavam-se dois furos utilizando técnicas destrutivas sem amostragem. O primeiro furo fornecia dados geológicos, aproveitando-se para executar ensaios com o MPM. O segundo furo foi utilizado para executar ensaios com o CSBP. O pressiómetro era colocado no fundo do furo, cerca de 1,5 m acima das profundidades às quais se pretendia realizar os ensaios, profundidades que eram alcançadas por autoperfuração, com uma garantia praticamente total de intersecções indesejáveis de blocos e bancadas de calcarenitos.

O modelo de MPM utilizado era um GA/GC fabricado pela firma APAGEO, com capacidade para aplicar pressões de 10 MPa. A unidade de controlo de pressões e volumes tinha uma unidade de aquisição automática (SPAD, em francês). A célula de 60 mm de diâmetro foi utilizada em primeiro lugar. Apesar do tipo de membrana utilizada ser o tipo de maior resistência e ainda ser protegida por uma camisa de tiras metálicas (designada por lanterna chinesa na literatura inglesa), ocorreram vários rebentamentos de membranas. Foi assim necessário mudar para a célula de 44 mm de diâmetro com protecção de um tubo ranhurado em aço. Faz-se notar que este tubo NÃO é uma lanterna chinesa; é um tubo de elevada rigidez e resistência que foi originalmente concebido para permitir cravar a célula pressiométrica em formações cujos furos não eram auto-sustentados, como as areias compactas submersas. Só deve ser utilizado em formações muito rijas, ou com blocos (“boulders”), e nunca em formações brandas, como lodos ou areias soltas, onde, se houver necessidade, a protecção deverá ser feita por uma lanterna chinesa.

As cavidades para os ensaios foram executadas por *rock roller bits* com 62,5 mm de diâmetro para as células com 60 mm, e por *rock roller bits* com 60,3 mm para a segunda das configurações, que tem um diâmetro exterior de 56 mm.

4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1 – Ensaios com MPM

No quadro 1 apresentam-se os resultados dos 21 ensaios com MPM. A interpretação foi executada de acordo com a norma francesa NF P94—110 de 21 de Julho de 1991.

Quadro 1 – Resultados dos ensaios com MPM

| z (m) | E_M (MPa) | p_1 (kPa) |
|---------|-------------|-------------|
| 16.6 | 64 | 4770 |
| 18.5 | 67 | 3520 |
| 19.5 | 77 | 5920 |
| 20.5 | 55 | 6000 |
| 22.5 | 71 | 4210 |
| 22.5 | 91 | 5170 |
| 26.0 | 73 | 5220 |
| 28.0 | 43 | 4380 |
| 30.5 | 37 | 7000 |
| 31.0 | 63 | 5270 |
| 32.0 | 150 | 7620 |
| 32.5 | 96 | 8950 |
| 33.0 | 110 | 6490 |
| 34.5 | 150 | 7220 |
| 35.0 | 170 | 10210 |
| 36.5 | 160 | 8850 |
| 37.0 | 130 | 9420 |
| 38.5 | 120 | 9920 |
| 39.0 | 200 | 8720 |
| 42.5 | 120 | 12530 |
| 44.5 | 130 | 9090 |

4.2 – Ensaio com CSBP

O quadro 2 apresenta os resultados dos 13 ensaios executados com CSBP. Como o CSBP foi preparado para solos rijos (configuração de rochas brandas) foi inevitável a ocorrência de uma certa sobre-escavação originada pela furação. Contudo, esta foi de apenas 0,8% da extensão da cavidade. Os efeitos desta sobre-escavação são discutidos em detalhe por Sousa Coutinho (1996).

Os valores de σ_{ho} foram determinados com base no método de Marsland e Randolph (Hawkins et al., 1990).

Os valores de G_{ur0} foram calculados a partir de um ciclo de descarga/recarga executado logo no início do ensaio, tipicamente para expansões das cavidades inferiores a 0,7%. Estes valores podem ser assimilados aos módulos iniciais, G_i , uma vez que são calculados para uma expansão mínima da cavidade.

Os valores de c_u foram calculados a partir da expressão de Gibson e Anderson (1961),

$$c_u = \frac{d p}{d \ln(\Delta V/V)} \quad (1)$$

considerando as pressões tipicamente acima dos 6% de expansão da cavidade. Apesar das argilas rijas serem materiais com amolecimento, e a teoria de Gibson e Anderson ser estritamente aplicável a materiais elásticos lineares – plásticos perfeitos, faz-se notar que no domínio das grandes deformações as tensões de corte tendem para um valor constante e tendem a ser independentes da perturbação do solo resultante da instalação do pressiómetro.

A pressão limite foi determinada a partir da expressão de Ménard (1957) para a pressão limite teórica, ou seja, quando a expansão da cavidade é infinita:

$$p_l = \sigma_{h0} + c_u \times [1 + \ln(G/c_u)] \quad (2)$$

Quadro 2 – Resultados dos ensaios com CSBP

| z (m) | σ_{h0} (kPa) | G_{ur0} (MPa) | c_u (kPa) | p_l (kPa) |
|-------|---------------------|-----------------|-------------|-------------|
| 16.5 | 345 | 182 | 944 | 6260 |
| 18.5 | 211 | 273 | 611 | 4550 |
| 20.1 | 303 | (402) | 1286 | 8980 |
| 21.4 | 268 | 246 | 1050 | 7050 |
| 25.0 | 296 | (592) | 1367 | 9960 |
| 25.5 | 390 | 302 | 1001 | 7110 |
| 26.0 | 323 | 235 | 1177 | 7730 |
| 29.0 | 345 | (128) | 1378 | 7970 |
| 29.0 | 496 | 279 | 1008 | 7170 |
| 29.5 | 326 | 229 | 1035 | 6950 |
| 35.0 | 597 | 278 | 1117 | 7880 |
| 36.0 | 519 | 393 | 1630 | 11090 |
| 40.1 | 512 | 338 | 2236 | 13970 |

5 – INTERPRETAÇÃO

5.1 – Tipo de solos

O quadro 3 apresenta alguns valores estatísticos da relação E_M/p_l obtida nos ensaios MPM. A comparação entre estes valores e os indicados por Ménard e Rousseau (1962) mostram que os solos são sobreconsolidados, tal como se previa. Os solos na colina do Chiado são claramente argilosos, mas na Alameda II aparentam ser um pouco mais siltosos ou então um pouco menos sobreconsolidados do que os da colina do Chiado. Um estudo conduzido por Marques et al. (1996) concluiu, porém, que os solos da Alameda II eram do tipo CL. No entanto, faz-se notar que os solos nestas unidades miocénicas de Lisboa apresentam frequentemente *facies* muito diferentes de um ponto para outro, mesmo a distâncias relativamente pequenas entre eles.

Quadro 3 – Valores estatísticos da relação E_M/p_l

| Local | n | X_m | s | VC (%) |
|---------|----|-------|-----|--------|
| Chiado | 8 | 16 | 4.3 | 27 |
| Alameda | 13 | 14 | 4.6 | 33 |
| Ambos | 21 | 15 | 4.5 | 30 |

5.2 – Determinação de K_0

Com base nos valores da tensão total horizontal em repouso determinados pelo CSBP, pode calcular-se o valor de K_0 , desde que os pesos volúmicos dos solos subjacentes, bem como a posição do nível freático, sejam conhecidos. Ensaio executados em amostras indeformadas mostraram que o peso volúmico médio dos solos era de 20 kN/m³. Não foram detectados níveis freáticos nos furos, embora o estudo realizado por Marques et al. (1996) concluísse que as argilas estavam praticamente saturadas.

Na figura 1 ilustra-se a distribuição em profundidade de σ'_{h0} . Admitindo uma lei rectilínea, obtém-se $\sigma'_{h0} = 14z$. Considerando $\sigma'_{v0} = 20z$, resulta $K_0 = 0,7$.

O valor obtido para K_0 está em consonância com o determinado em câmaras triaxiais em ensaios realizados no LNEC sobre amostras indeformadas.

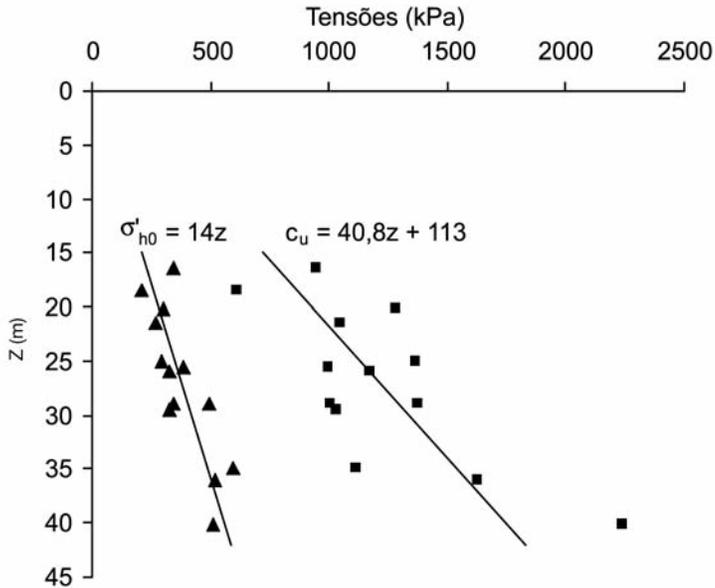


Fig. 1 – Tensões horizontais de repouso e tensões de corte não drenadas.

5.3 – Resistências ao corte não drenado

Com base nos resultados dos ensaios com CSBP, pode determinar-se a lei de crescimento em profundidade de c_u , como se mostra na figura 1. É ainda possível calcular o quociente entre o módulo de Young não drenado E_u e a resistência ao corte não drenado c_u , uma vez que $E_u = 3 \times G_u$. O quadro 4 apresenta os valores estatísticos principais. Note-se que o intervalo de valores está de acordo com os valores encontrados na literatura.

Quadro 4 – Principais estatísticas da relação E_u/c_u

| Min | Max | X_m | s | VC (%) |
|-----|------|-------|-----|--------|
| 280 | 1340 | 774 | 300 | 39 |

5.4 – Parâmetros de deformabilidade

Não é possível realizar uma comparação directa entre os valores das deformabilidades obtidas por ambos os pressiómetros. É necessário, em primeiro lugar, converter G_i em E_i ou E_M em G_M . Esta última conversão é preferível, uma vez que a expansão da cavidade depende do valor de G . Ménard converteu o G resultante da fase pseudo-elástica do ensaio num valor de E , designado por E_M , assumindo $\nu = 0,33$ para todos os solos. Consequentemente,

$$G_M = E_M/2,66 \quad (3)$$

As distribuições em profundidade de G_i e de G_M estão ilustradas na figura 2. Os valores entre parêntesis de G_{ur0} do quadro 2 foram desprezados, uma vez que tendem a distorcer a distribuição de G em profundidade.

A partir das duas equações apresentadas na figura 2, pode estabelecer-se uma relação entre G_i e G_M , assumindo vários valores para z em ambas as equações. Tendo em conta a equação (3), os valores de G_i podem ser determinados com base nos valores de E_M , segundo a equação (4):

$$G_i = 1,45 E_M + 140 \quad (15 < z < 45 \text{ m}) \quad (4)$$

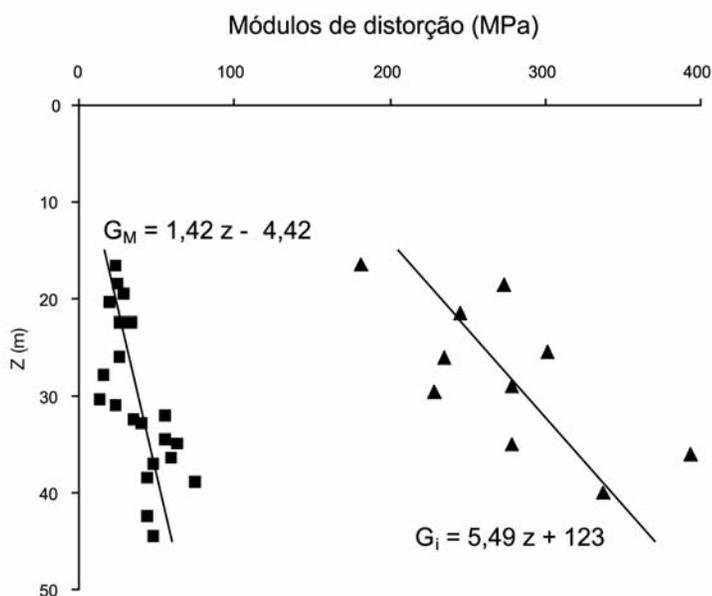


Fig. 2 – Comparação entre G_M e G_i (CSBP)

5.5 – Comparação entre as pressões limites obtidas pelos dois pressiómetros

As pressões limites obtidas por ambos os pressiómetros estão ilustradas na figura 3. Verifica-se que os valores determinados pelo CSBP são superiores aos determinados pelos MPM. Ajustando linhas rectas a ambas as distribuições de p_l , nota-se que os seus gradientes são praticamente idênticos, estando a diferença nas ordenadas na origem. Esta diferença poderá ser explicada pela definição adoptada para cada uma das pressões limites. Enquanto a pressão limite do MPM é a pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade, a pressão limite do CSBP é a pressão limite teórica, isto é, a pressão necessária para originar uma expansão infinita da cavidade.

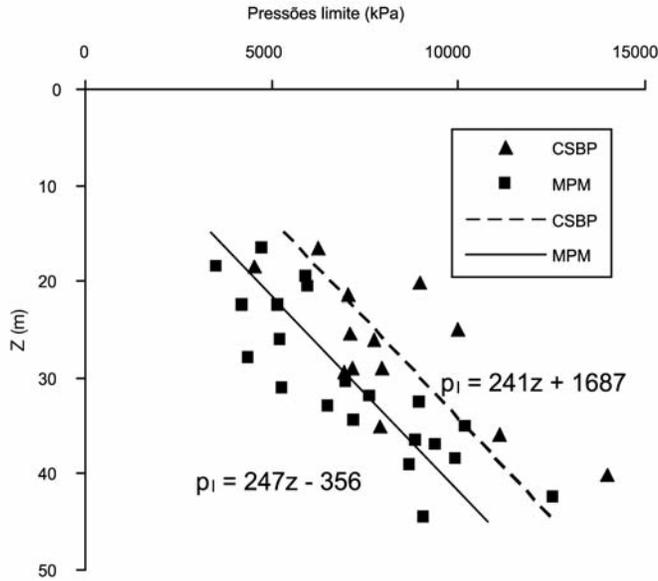


Fig. 3 – Comparação entre as pressões limite MPM e CSBP

5.6 – Relação entre p_l (MPM) e c_u (CSBP)

A relação entre as pressões limites do MPM (p_{lM}) e o parâmetro de resistência c_u do CSBP é facilmente determinada à custa das expressões já determinadas para p_l e para c_u , e dos valores de σ_{h0} . Tomando valores para essa expressão a determinadas profundidades, obtém-se:

$$c_u = \frac{p_{lM} - \sigma_{h0}}{5,7} + 175 \quad (15 < z < 45 \text{ m}) \quad (5)$$

Na literatura existem algumas propostas para relacionar p_l com c_u . Clarke (1995) compilou algumas, e comparando os resultados entre elas, e a expressão determinada neste trabalho, nota-se que todas, menos uma, conduzem a valores inferiores de c_u . A figura 4 ilustra essas relações. Faz-se notar que todas essas expressões subestimam claramente os valores de c_u obtidos directamente pelo CSBP (quadro 2). Apesar dos autores desconhecerem os dados utilizados para estabelecer a maior parte daquelas expressões, algumas delas (por exemplo, a de Amar e Jézéquel, 1972) foram estabelecidas a partir de pressões limites (MPM) claramente inferiores às obtidas neste estudo. Este facto pode explicar a razão pela qual tais relações não conseguem estimar o valor de c_u para o tipo de argila aqui tratado.

Uma nota final acerca deste assunto. De acordo com Clarke (1995), as resistências determinadas pelos CSBP são idênticas às obtidas em ensaios triaxiais em argilas rijas. Por esta razão, os valores de c_u determinados a partir da equação (5) podem ser usados como primeira aproximação num problema onde hajam sido realizados ensaios MPM nesta unidade geológica. Porém, estes valores devem ser encarados com precaução, sendo necessário executar ensaios complementares, uma vez que os resultados aqui apresentados exibem alguma dispersão.

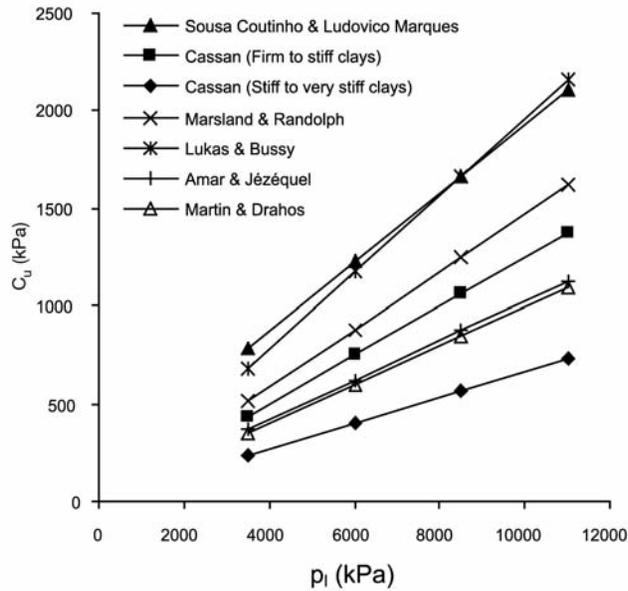


Fig. 4 – Comparação de várias relações entre p_1 (MPa) e c_u

6 – SUMÁRIO E CONCLUSÕES

Este estudo apresentou os resultados dos ensaios pressiométricos realizados na mais antiga unidade miocénica de Lisboa, “Argilas e Calcários dos Prazeres”.

Os resultados permitiram estabelecer um coeficiente de impulso em repouso, uma correlação entre o módulo Ménard (E_M) e o módulo de distorção (inicial) G_1 determinado pelos ensaios de CSBP, e uma correlação entre a pressão limite Ménard e a resistência ao corte não drenado calculada a partir dos ensaios com CSBP. Estas correlações podem ser muito úteis na prática, uma vez que permitem estimar, em primeira aproximação, o módulo de distorção não drenado, e a resistência ao corte não drenado, a partir de ensaios MPM relativamente às “Argilas e Calcários dos Prazeres”. Contudo, deve ter-se em conta que é sempre necessário executar mais ensaios para obter uma caracterização mecânica melhor, uma vez que o estudo se baseou apenas em 21 ensaios com MPM e em 13 ensaios com CSBP, e ainda que os dados apresentam alguma dispersão.

Com este estudo, julga-se ter alcançado uma melhoria no conhecimento das propriedades mecânicas das “Argilas e Calcários dos Prazeres”.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dr. Machado Leite, da Teixeira Duarte SA, pelo seu entusiasmo pelos ensaios pressiométricos, o que ajudou a resolver muitos problemas que ocorreram durante a campanha dos ensaios. Agradecem também ao Metropolitano de Lisboa pela sua amável permissão para a publicação dos resultados dos ensaios.

8 – REFERÊNCIAS

- Amar, S. e Jézéquel, J.F. (1972). Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents, comparaison des résultats. *Bull Liaison des LPC*, Paris, No. 58, pp 97-108.
- Clarke, B.G. (1995). *Pressuremeters in Geotechnical Design*. Blackie Academic & Professional.
- Deere, D.U. (1967). Geological considerations. *Rock Mechanics in Engineering Practice*, 1st chapter, Stagg & Zienkiewicz, London.
- Gibson, R.E. e Anderson, W.F. (1961). In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol. 56, nº 658, May, pp. 615-618.
- Hawkins, P.G., Mair, R.J., Mathieson, W.G. e Muir-Wood, D. (1990). Pressuremeter measurement of total horizontal stress in stiff clay. *Proc. 3rd Int. Sym. On Pressuremeters*, Oxford, Thomas Telford, pp. 321-330.
- ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Pergamon Press. Vol. 15, pp. 319-368.
- ISRM (1981). Basic geotechnical description of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Pergamon Press. Vol. 18, pp. 85-110.
- Ludovico Marques, M.A. (1997). *Teoria e prática do pressiómetro autoperfurador: Novos desenvolvimentos em solos rijos e rochas brandas*. Dissertação de Mestrado, UNL, Lisboa.
- Marques, F.E.R., Langton, D.D., Furtado, R.J.A. e Almeida e Sousa, J.N. (1996). Determinação das características de compressibilidade e de consolidação das "Argilas dos Prazeres". *6º Congresso Nacional de Geotecnia*, Lisboa, Vol I, pp. 179-188.
- Ménard, L. (1957). Mesures in situ des propriétés physiques des sols. *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, No.14, pp 357-377.
- Ménard, L. e Rousseau, J. (1962). L'évaluation des tassements – Tendences nouvelles. *Sols-Soils* No.1 pp 13-28.
- Sousa Coutinho, A.G.F. (1996). A utilização do pressiómetro autoperfurador. *Seminário sobre aplicação de ensaios in situ no dimensionamento de fundações*. IST, Lisboa.
- Sousa Coutinho, A.G.F., Ludovico Marques, M.A., Costa, A. e Veiga, J. (1996). *Ensaio com pressiómetros autoperfurador no local de construção do túnel do Grilo da CRIL*. Relatório, LNEC.