

4. Programa experimental

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental da presente pesquisa.

Para determinar os parâmetros geotécnicos do material da barragem de terra da U.H.E. Curuá-Una, foi definido o seguinte programa de ensaios de laboratório:

- caracterização completa;
- adensamento;
- cisalhamento direto;
- triaxiais;
- permeabilidade.

Para a realização deste programa experimental foram utilizadas 4 amostras indeformadas, obtidas em blocos cúbicos, de 25cm de aresta, de solo compactado proveniente do corpo da barragem. Foram retiradas 2 blocos de montante e 2 blocos de jusante de forma que se localizassem, aos pares, à um terço e dois terços do eixo longitudinal da barragem. A Figura 54 mostra um esquema em planta da posição de retirada de cada bloco. As amostras de jusante foram retiradas de duas trincheiras, com aproximadamente 2m de profundidade, escavadas na berma intermediária da face de jusante da barragem (cota 65m). As amostras de montante foram obtidas em profundidades mais superficiais, face às condições de trabalho limitadas pela presença da água do reservatório, dessa forma a cota de retirada foi de aproximadamente 69m.

Cada bloco foi extraído e embalado de forma cuidadosa para evitar que fossem danificados durante o transporte e dessa forma garantir a integridade do arranjo estrutural dos grãos e do teor de umidade do solo. A Rede CELPA enviou o material para o laboratório da PUC-Rio, sendo que o trajeto da usina hidrelétrica até a cidade de Santarém foi terrestre e de Santarém até o Rio de Janeiro o transporte foi por via aérea. Os blocos foram armazenados em câmara úmida, procedimento necessário para manter o teor de umidade do solo constante.

Os blocos indeformados foram identificados da seguinte forma:

- M33 – bloco retirado a montante da barragem, alinhado com a estaca 33;
- J33 – bloco retirado a jusante da barragem, alinhado com a estaca 33;
- M39 – bloco retirado a montante da barragem, alinhado com a estaca 39;
- J39 – bloco retirado a jusante da barragem, alinhado com a estaca 39.

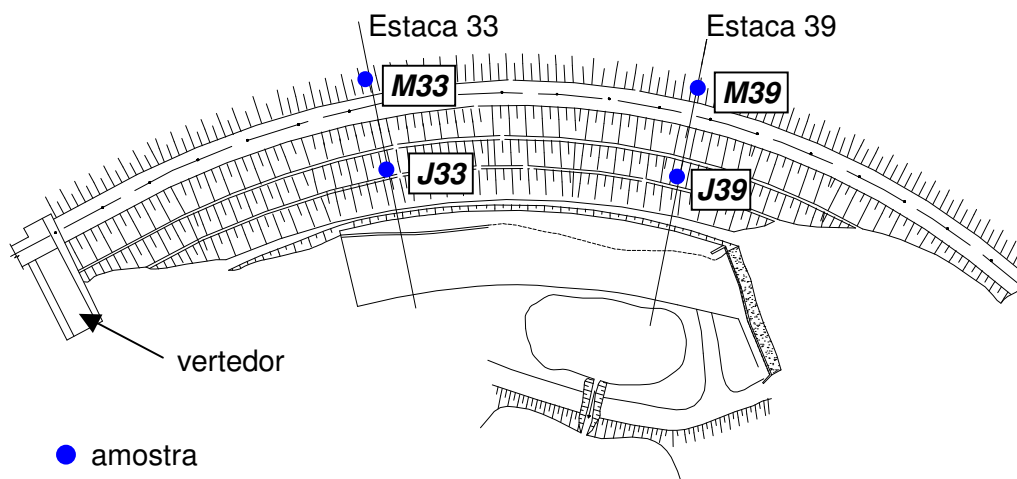


Figura 54 - Posição de retirada dos blocos de solo indeformado

Os blocos chegaram ao laboratório com características adequadas de qualidade, com exceção do bloco J33, o qual apresentava algumas fissuras.

A Figura 55 e a Figura 56 mostram dois blocos utilizados no programa de ensaios. Os ensaios de caracterização foram efetuados a partir de amostras deformadas dos mesmos materiais referentes aos blocos acima mencionados.



Figura 55 - Bloco indeformado M33



Figura 56 - Bloco indeformado M39

4.1. Ensaio de caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo os procedimentos sugeridos pelas seguintes normas brasileiras: NBR 6457 (Preparação de amostras: compactação e caracterização); NBR 7181 (Análise granulométrica); NBR 6508 (Densidade real dos grãos); NBR 6459 (Limite de liquidez); NBR 7180 (Limite de plasticidade).

As amostras foram previamente secas ao ar, destorroadas e homogeneizadas. Para a realização dos ensaios de caracterização, utilizou-se uma estufa com temperatura controlada em 105° C e uma balança com precisão de 0,01g. Nos ensaios de sedimentação utilizou-se como defloculante uma solução com hexametáfosfato de sódio. A classificação do solo com base na análise granulométrica utilizou as definições preconizadas pela ABNT.

A Tabela 12 apresenta um resumo dos principais resultados obtidos nos ensaios de caracterização. Nesta tabela, os valores do teor de umidade correspondem à média dos valores obtidos nas amostras utilizadas nos ensaios de adensamento, cisalhamento direto e triaxiais.

Tabela 12 - Resultados dos ensaios de caracterização

	M33	J33	M39	J39	Média	Desvio padrão
caracterização	areia silto-argilosa	areia silto-argilosa	areia silto-argilosa	areia silto-argilosa		
LL (%)	38,7	33,6	37,4	34,4	36,0	2,4
LP (%)	18,6	16,4	18,1	19,3	18,1	1,2
IP (%)	20,1	17,1	19,3	15,2	17,9	2,2
w (%)	12,6	13,2	12,8	13,6	13,1	0,4
G	2,647	2,645	2,642	2,654	2,647	0,005

Nota: LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade; w = teor de umidade natural; G = densidade real dos grãos.

Como especificado no capítulo 3 desta dissertação, Pierre e outros (1982) apresentaram resultados de ensaios de compactação proctor normal que indicaram teor de umidade ótimo de 9,5% para o material correspondente às amostras deste programa experimental. Como as amostras são de profundidades relativamente pequenas uma possível explicação para esta diferença do teor de umidade pode ser retenção de água proveniente de precipitação local.

Quanto aos limites de consistência, os valores encontrados estão dentro da faixa de valores de projeto apresentados por Pierre e outros (1982). O LL de

projeto variou entre 25-50% e o IP variou entre 10-22%. Esta comparação está respresentada na Figura 57.

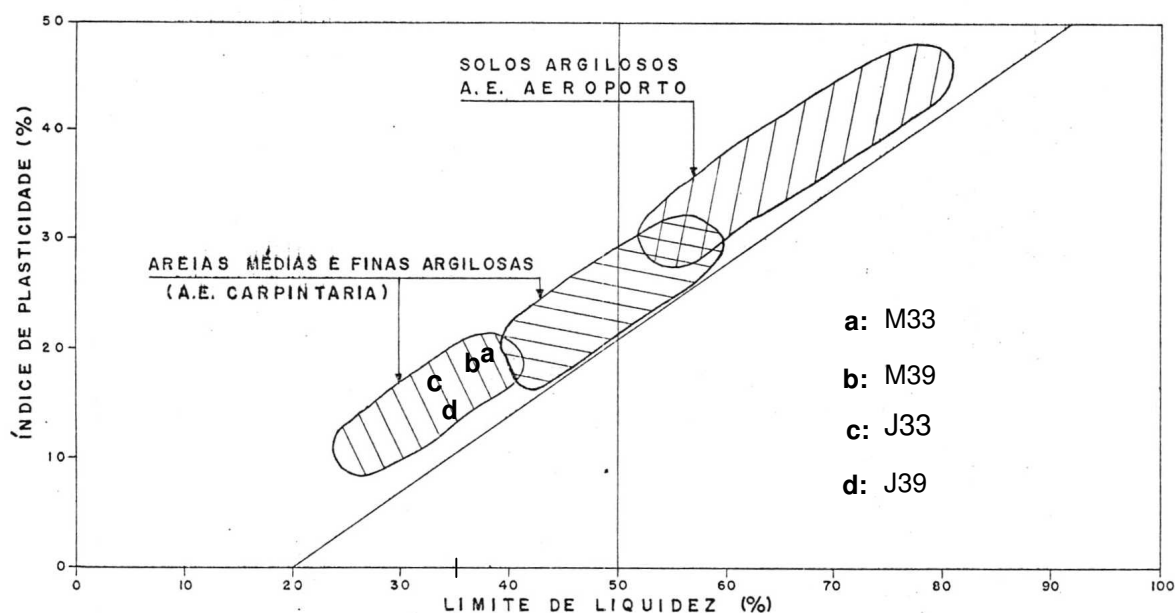


Figura 57 - Carta de Casagrande

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, as quatro amostras podem ser identificadas como SC (areia argilosa). Pelo Sistema Rodoviário de Classificação (E.U.A.), o material pertence ao grupo A-6. Estas classificações estão de acordo com as obtidas nas áreas de empréstimo (carpintaria), durante os estudos geotécnicos da fase de projeto da U.H.E. Curuá-Una.

Na Figura 58 estão mostradas as curvas granulométricas referentes às 4 amostras. Esta figura mostra que os materiais provenientes dos 4 blocos possuem uma granulometria muito semelhante. Na mesma figura esta uma representação esquemática da granulometria apresentada por Ferrari (1973), ficando evidente que o material proveniente das amostras da presente pesquisa são diferentes do material proveniente das áreas de empréstimos, porém apresentam-se de forma relativamente paralela. O teor de finos do material proveniente dos blocos utilizados na presente pesquisa é um pouco maior que o material ensaiado na época da construção da barragem.

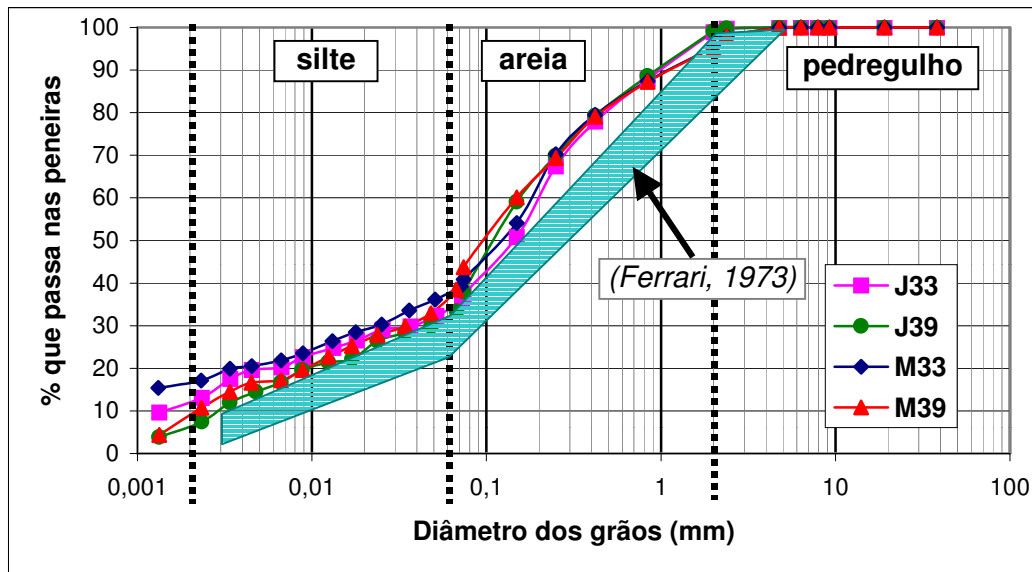


Figura 58 - Curvas granulométricas dos materiais da barragem

Existem ensaios especiais que podem auxiliar na caracterização de um determinado tipo de solo. Um bom exemplo é o ensaio de difratometria de raios-X, que tem por finalidade identificar os argilominerais presentes na fração argila do material analisado. É um ensaio qualitativo e não quantitativo.

Segundo Santos (1975), em uma partícula de solo com estrutura cristalina, um certo conjunto de átomos é repetido em intervalos eqüidistantes, formando um reticulado cristalino. Define-se célula unitária como um conjunto de redes cristalinas que caracteriza o argilomineral, podendo ser entendida como a menor parte formadora do argilomineral. Quando o solo é exposto a um feixe monocromático de raios-X, cada célula unitária é capaz de difratar os raios X (Figura 59).

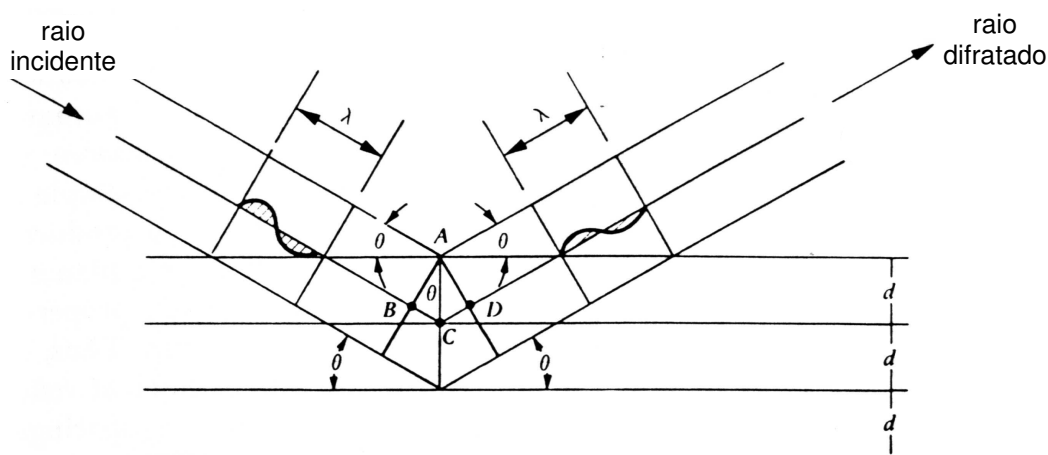


Figura 59 - Condições geométricas da lei de Bragg (Mitchell, 1976)

A frente de onda é completamente anulada, exceto nas direções em que os efeitos das células unitárias vizinhas provocam uma interferência construtiva completa. Somente nestas direções é que aparece um feixe difratado de raios-X.

Os argilominerais podem ser divididos em cinco grupos, segundo a distância interplanar basal (d) apresentada no ensaio de difração por raios-X com lâmina natural (não glicolada). A distância interplanar basal é a distância entre as os planos da célula unitária. A Tabela 13 apresenta os valores de “d” que caracterizam estes grupos e os possíveis argilominerais. A utilização de lâminas do tipo glicolada possibilita a identificação de argilominerais expansivos.

Tabela 13 - Distâncias interplanares típicas para argilominerais (fonte: Santos, 1975)

d (Å)	Possíveis argilominerais
3,6	Caulinita, refração secundária
7,1	Caulinita, refração primária e Halosita anidra
10	Esmectita anidra, Vermiculita anidra, Ilita e Halosita hidratada
14	Esmectita hidratada, Vermiculita hidratada e Clorita
17	Esmectita glicolada

O cálculo da distância interplanar basal é baseado na lei de Bragg (6), conforme mostrado por Mitchell (1976):

$$n \lambda = 2 d \sin \theta \quad (6)$$

sendo n = número inteiro positivo que representa a ordem de reflexão; λ = comprimento de onda dos raios-X ($\lambda = 1,5418 \text{ Å}$); d = distância interplanar basal; θ = ângulo de refração.

Quanto maior a quantidade de tipos de argilominerais diferentes presentes na amostra, maior é a dificuldade de classificação, uma vez que um mesmo pico pode representar mais de um argilomineral.

Os ensaios de difratometria de raios-X foram realizados na amostra M33 e os resultados estão exibidos na Figura 60. Nesta figura o ângulo 2θ de refração do raios-X é apresentado em função da intensidade da refração. Este ensaio foi realizado com amostra natural, ou seja, na preparação das lâminas para a execução do ensaio não foi adicionado nenhum composto químico. etileno glicol. As setas indicam os picos correspondentes a distâncias interplanares de argilominerais. Os três picos bem nítidos, para $d = 3,57 \text{ Å}$, $d = 4,44 \text{ Å}$ e $d = 7,18 \text{ Å}$, são indicativos da presença de caulinita. Um quarto pico presente no gráfico é

indicativo de quartzo. Os outros picos têm menor importância e não revelam uma presença significativa de outros argilominerais.

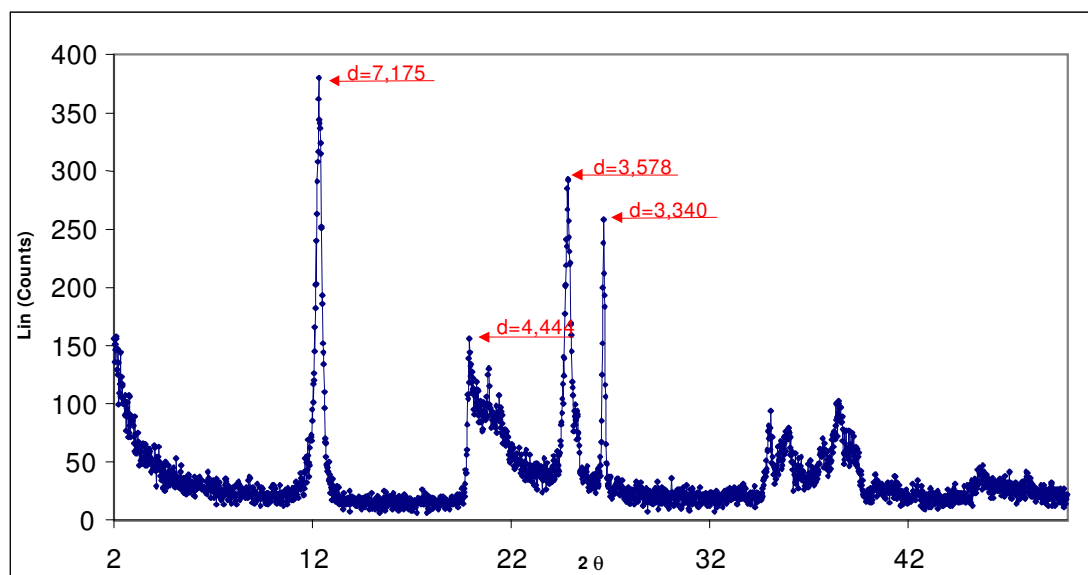


Figura 60 - Difratogramas da amostra M33 natural

Com o mesmo material, M33, foi realizado um outro ensaio do tipo “glicolado”. Neste ensaio, durante a preparação das lâminas foi adicionado etileno glicol. Este procedimento tem por finalidade verificar a ocorrência de argilominerais expansivos. Este ensaio está apresentado na Figura 61.

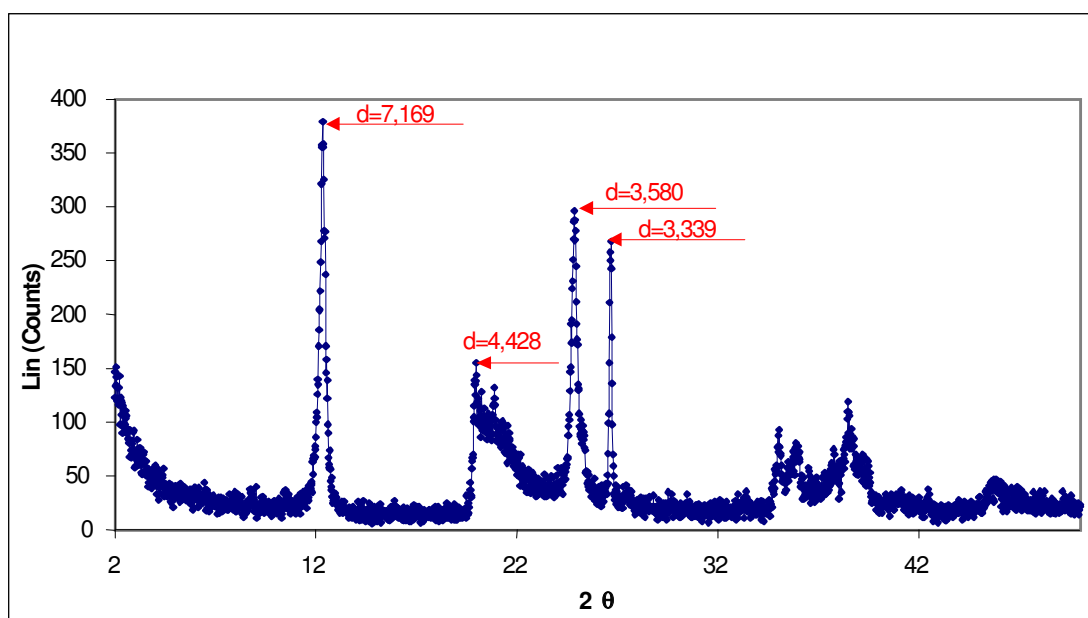


Figura 61 - Difratogramas da amostra M33 glicolada

O gráfico de difratometria para o ensaio com a lâmina glicolada indica um comportamento similar ao do ensaio realizado para o material natural (não glicolado). Pode-se concluir, portanto, que a fração argila deste material não

apresenta argilominerais expansivos, o que mostra-se coerente com materiais utilizados em aterros.

4.2.

Ensaio de adensamento

O ensaio de adensamento CRS (“Constant Rate of Strain”) consiste essencialmente na aplicação gradual de carga na amostra, através da imposição de uma velocidade constante de deformação. Durante o ensaio, é permitida a drenagem pelo topo do corpo de prova, enquanto a base é mantida sob condição não drenada, com medição de poropressões.

Este ensaio foi desenvolvido inicialmente por Hamilton e Crawford (1959) para contornar duas limitações do ensaio de adensamento convencional. Primeiramente para traçar com maior definição (maior número de pontos) a curva tensão-deformação, o que facilita a definição da reta virgem e para reduzir o tempo de execução de ensaio.

A teoria do ensaio foi desenvolvida por Smith e Wahls (1969) e Wissa e outros (1971). Nestes dois trabalhos os autores adaptaram a teoria de adensamento de Terzaghi para as condições de contornos impostas no ensaio tipo CRS.

Gorman e outros (1978) fizeram um estudo comparativo entre os ensaios de adensamento convencional e CRS. Utilizaram solos com diferentes distribuição granulometria (argila, silte e areia) provenientes do Estado Norte Americano de Kentucky. Realizaram 32 ensaios do tipo convencional e 14 do tipo CRS e concluíram que os resultados são muito próximos, sendo eventuais diferenças desprezíveis em termos de ordem prática. No Brasil também são encontrados diversas publicações comparando estes dois ensaios, como Garcés (1995), Ribeiro (1992) e Baptista (1998).

Os ensaios foram realizados em uma prensa de compressão confinada com uma célula de adensamento tipo Bishop adaptada. A Figura 62 mostra o equipamento utilizado que foi desenvolvido no laboratório de Geotecnia da PUC-Rio e foi descrito em detalhes por Ribeiro (1992) e Baptista (1998).

As modificações da célula de adensamento foram efetuadas nos canais de drenagem localizados na base. Em um dos canais foi instalado um transdutor para medida de poropressão gerada na base do corpo de prova. Um outro canal foi instalado uma válvula de modo a garantir uma condição não drenada na base

durante o ensaio. Esta válvula serve também para facilitar a saturação da parte inferior da célula, antes do início do ensaio.

O sistema de transmissão de carga é semelhante ao de ensaios triaxiais convencionais, sendo utilizada uma prensa com fabricada pela Wykeham-Farrance. Uma célula de carga é mantida fixa e presa à hastes da prensa na porção superior superior enquanto um deslocamento ascendente é realizado com a célula de adensamento.

A aquisição de dados foi feita com 3 instrumentos eletrônicos acoplados ao sistema do ensaio: um LCDT (medidor de deslocamento vertical), uma célula da carga com capacidade de 450kgf (força vertical) e um transdutor de pressão (poropressão na base).

Foram realizados 04 ensaios, em corpos de prova moldados a partir de cada um dos blocos indeformados, segundo os procedimentos recomendados por Wissa e outros (1971) e Ribeiro (1992).

Os corpos de prova, com diâmetro médio de 76,2mm e altura média de 30,0mm, foram moldados na célula de adensamento. Posteriormente, as amostras ficaram submersas em água destilada por um período de 24h.

A definição da taxa de deformação do ensaio CRS requer uma avaliação cuidadosa, pois influi diretamente nos valores de poropressão registrados na base do corpo de prova e, conseqüentemente, nas magnitudes do índice de compressão e do coeficiente de adensamento. Velocidades muito altas implicam em ensaios com valores elevados de poropressão, devido ao tempo relativamente curto para drenagem do corpo de prova, dessa forma altos valores de gradiente hidráulicos são desenvolvidos durante a execução do ensaio. Por outro lado, ensaios muito lentos permitem dissipação quase total dos excessos de poropressão, podendo corresponder a valores muito reduzidos, ou mesmo imprecisos, da poropressão. Recomenda-se, portanto, realizar o ensaio CRS com velocidade tal que corresponda a valores de poropressão da ordem de 2 a 15% da tensão vertical total registrada no mesmo instante do ensaio. Com isto, o gradiente hidráulico se mantém baixo, justificando as hipóteses de cálculo propostas por Wissa e outros (1971), como assumir o comportamento do solo linear (m_v constante), o que evita erros significativos nos valores de k e c_v .

No presente trabalho foram realizados testes preliminares, tendo sido definida uma taxa constante de deformação de 0,001mm/min. A relação entre a poropressão na base e a tensão total foi de aproximadamente 5%.

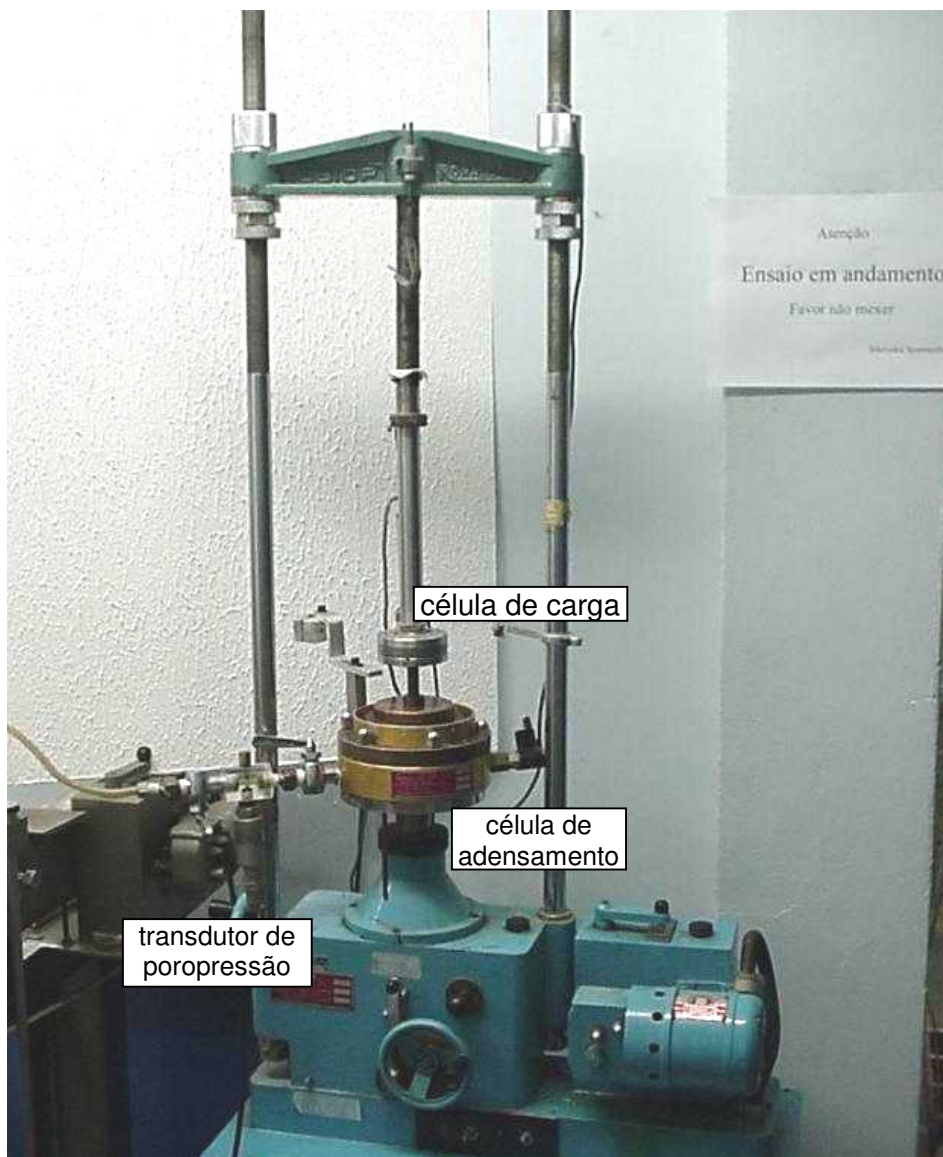


Figura 62 - Prensa de CRS

A Tabela 14 contém um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de adensamento.

Tabela 14 - Resultados do ensaio de adensamento.

	M33	J33	M39	J39
e_o	0,48	0,41	0,46	0,55
k (cm/s)	$3,5 \times 10^{-6}$	$2,7 \times 10^{-6}$	$6,3 \times 10^{-6}$	$7,3 \times 10^{-6}$
γ_d (kN/m ³)	17,49	18,39	17,75	16,75
E_{oed} (kPa)	7692	6667	4545	3571
c_r	0,05	0,02	0,04	0,08
c_c	-	-	-	0,29
c_s	0,02	0,01	0,01	0,01
Nota: E_{oed} = módulo de deformabilidade obtido para um nível de tensão efetiva de 100kPa.				

Na Figura 63 estão apresentadas as curvas do comportamento tensão-deformação dos materiais correspondentes aos 4 blocos ensaiados. Com esta figura, verifica-se que a amostra J33 apresentou o comportamento mais rígido, ou seja, a amostra era a mais compacta. Por outro lado, a amostra J39 mostrou menor rigidez, sendo o único ensaio que permitiu a definição adequada de uma reta correspondente à reta de compressão virgem definida para solos com processo de formação natural (não compactados).

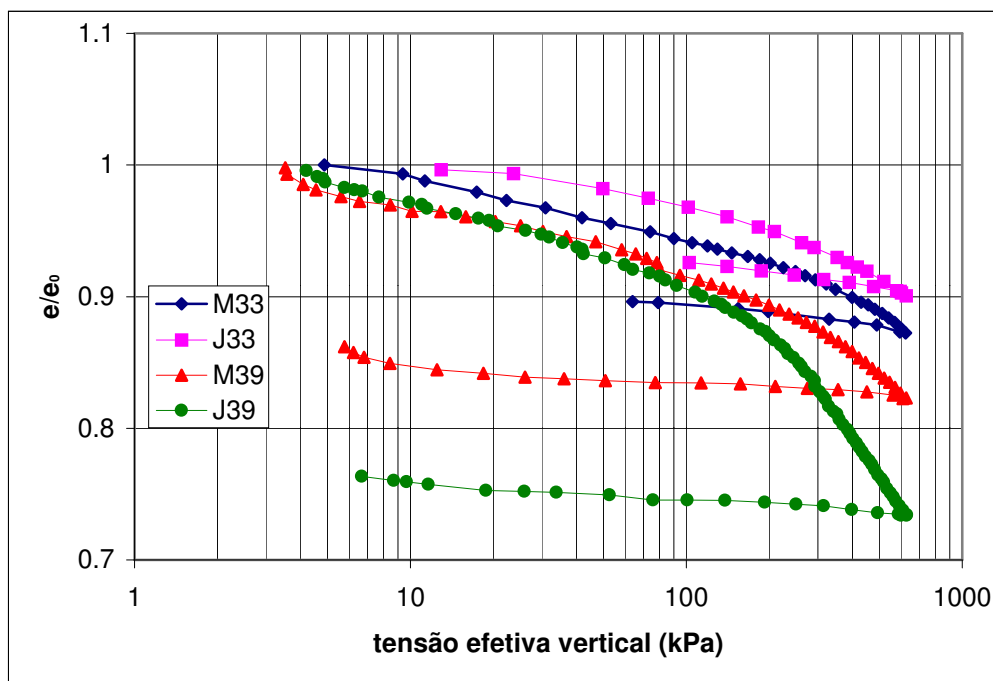


Figura 63 - Curvas tensão efetiva x índice de vazios

O módulo de deformabilidade edométrico “ E_{wed} ” apresentado na tabela representa a condição de empuxo no repouso, por imposição do ensaio. O carregamento percorre a linha k_0 na trajetória de tensões, dessa forma não pode ser comparado diretamente com o módulo de deformabilidade obtido em ensaios triaxiais. Os valores apresentados foram obtidos para nível de tensão de 100kPa.

A amostra J33 apresentou o menor índice de vazios inicial e o maior peso específico dos grãos, em contraste com a amostra J39 que apresentou o maior índice de vazios inicial e o menor peso específico. Para que a reta virgem fosse definida com clareza em todos os ensaios, seria necessário aplicar tensões muito elevadas nos corpos de prova, superiores às tensões previstas para um eventual alteamento da barragem de Curuá-Una. A Figura 63 mostra, portanto, que uma estimativa do valor de σ'_{vm} pode unicamente ser feita com o resultado do ensaio na amostra J39, sendo $\sigma'_{\text{vm}} = 220\text{kPa}$ pelo método de Casagrande (1936) e $\sigma'_{\text{vm}} = 180\text{kPa}$ pelo método de Pacheco Silva. Todos os ensaios foram

levados até o mesmo valor máximo da tensão efetiva vertical $\sigma'_v = 628 \text{ kPa}$. A fase de descarregamento mostrou-se coerente para os 4 ensaios, permitiu a definição de um índice de expansão aproximadamente constante.

Janbu (1965) propõe a utilização do módulo de compressão volumétrica “D” (definido pela relação $D = d\sigma'_v / d\varepsilon_v$) para melhor definição da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), com base na variação brusca da inclinação da curva D vs σ'_v . Os resultados para os ensaios CRS estão apresentados na Figura 64. Pode-se verificar que os resultados obtidos com as amostras de solo compactado não possibilitaram uma definição nítida do valor de σ'_{vm} segundo o método de Janbu. O ensaio com a amostra M33 é talvez o único que permite uma estimativa aproximada para σ'_{vm} da ordem de 450 kPa. Este valor é bem superior aos valores estimados pelo método de Casagrande e Pacheco Silva para a amostra J39. Com estes ensaios não é possível concluir qual o método mais adequado para estimar σ'_{vm} em materiais compactados, com comportamento semelhante ao de um material fortemente pré-adensado. Porém, todos os métodos indicam um valor de σ'_{vm} muito superior ao nível de tensão que a barragem seria submetida com um possível alteamento. O valor de σ'_{vm} mais conservador corresponderia a um alteamento de aproximadamente de 9m do aterro, o que não é viável por questões operacionais da barragem, isto indica que o material se deformaria pouco ao ser submetido ao nível de tensão esperado em campo.

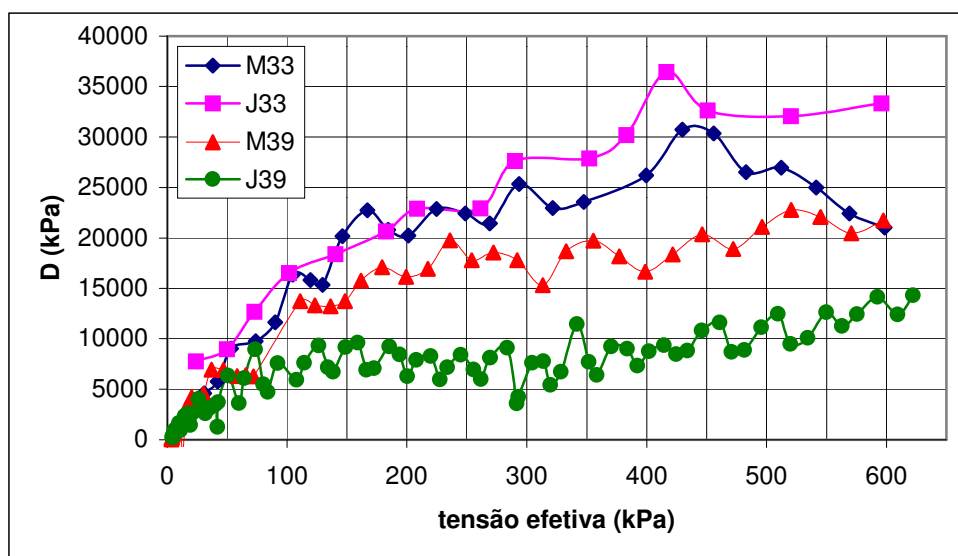


Figura 64 - Curvas tensão efetiva x módulo de compressão volumétrica

4.3.

Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados nas amostras J33 e M33 seguindo as recomendações de Lambe (1951).

Foram executados 6 ensaios de cisalhamento direto, sendo 3 ensaios realizados em corpos de provas submersos e 3 ensaios realizados em amostra com teor de umidade natural. Este procedimento teve como finalidade estabelecer os limites máximo e mínimo de variação dos valores dos parâmetros de resistência mecânica c' e ϕ' .

A Tabela 15 mostra as principais características dos corpos de provas dos 6 ensaios descritos acima.

Tabela 15 - Características dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto

	Cisalhamento submerso			Cisalhamento natural		
σ_n (kPa)	100	200	400	100	200	400
w_i (%)	12,3	12,3	11,08	5,1	5,43	5,43
w_f (%)	17,8	16,77	17,28	4,67	4,95	5,23
S_i (%)	84,2	71,1	66,4	21,0	27,8	25,0
γ_{nat} (kN/m ³)	21,01	19,98	19,98	16,58	18,01	17,36
$\gamma_{d\text{ inicial}}$ (kN/m ³)	18,70	17,79	17,99	15,78	17,08	16,46
e_0	0,39	0,46	0,44	0,64	0,52	0,57
S_f (%)	100	99	100	19,2	24,9	24,0

Os corpos de prova foram moldados com dimensões de 101,6mm de lado e 20,0mm de altura. Utilizou-se uma prensa convencional de cisalhamento com controle da velocidade de deslocamento, fabricada pela Wikeham-Farrance (Inglaterra) e um sistema automático de aquisição de dados.

Foram realizados 3 ensaios de cisalhamento direto em amostras previamente submersas em água destilada, submetidas a tensões normais de 100kPa, 200kPa e 400kPa. As fases de adensamento tiveram duração de 24h e serviram para a determinação da velocidade da fase de cisalhamento, que teve como valor 0,0244mm/min para todos os ensaios. Esta velocidade foi determinada seguindo as recomendações de Gibson e Henkel (1954), de modo a garantir uma condição totalmente drenada durante a fase de cisalhamento.

A Figura 65 mostra a evolução da tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal. Nesta figura está também apresentada a evolução do deslocamento vertical. Nestes ensaios os corpos de prova foram moldados de

forma que o plano de cisalhamento fosse imposto com direção paralela às camadas de compactação da barragem. Os corpos de prova ficaram submersos durante o ensaio (fases de adensamento e cisalhamento).

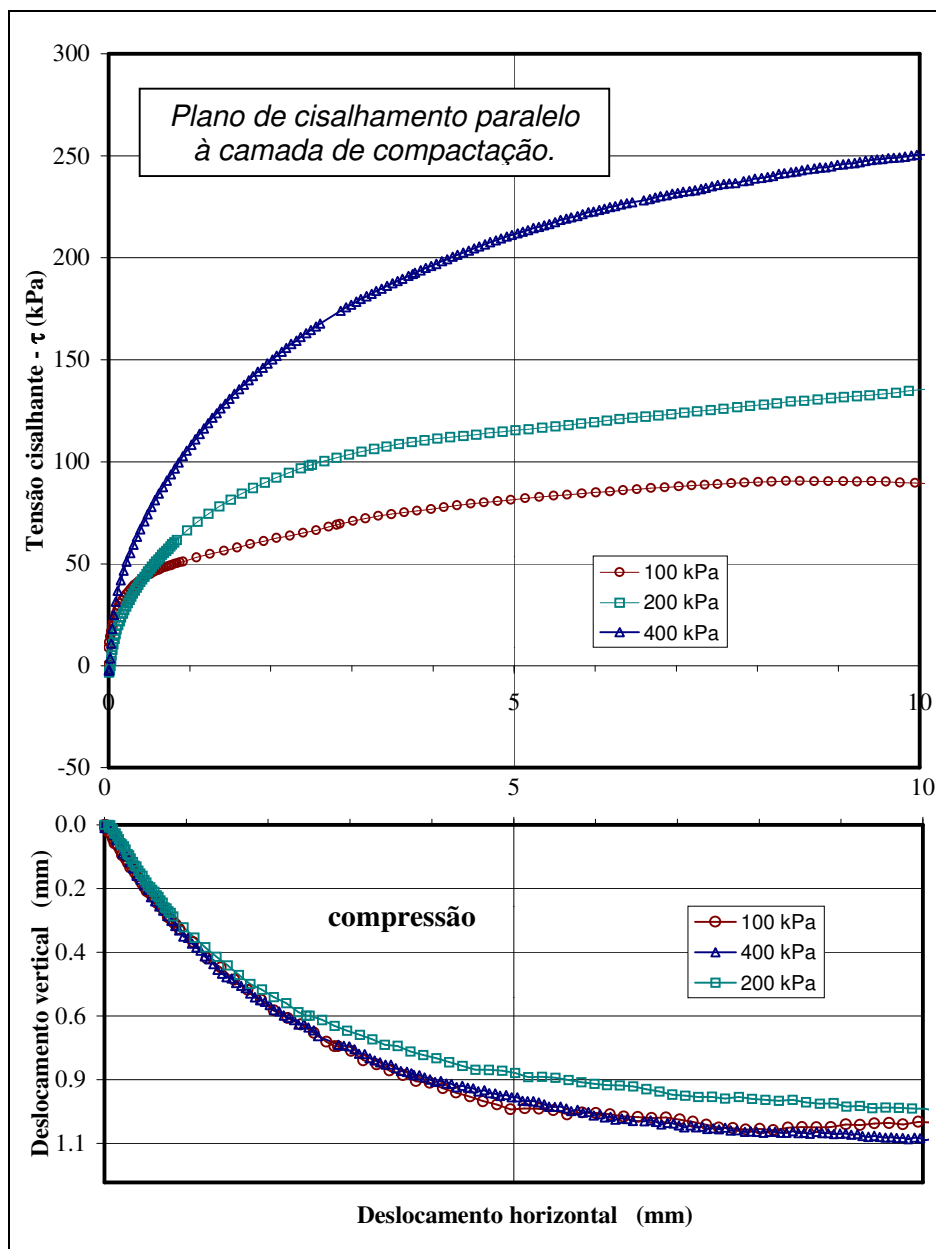


Figura 65 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto (material submerso)

Foram também realizados 3 ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova com teor de umidade natural (não submersos). A Figura 66 mostra os resultados destes ensaios. Os procedimentos de execução do ensaio foram os mesmos descritos anteriormente, com exceção de que os corpos de provas não foram inundados e os corpos de prova moldados de forma que o plano de

cisalhamento imposto fosse perpendicular às camadas do solo compactado da barragem.

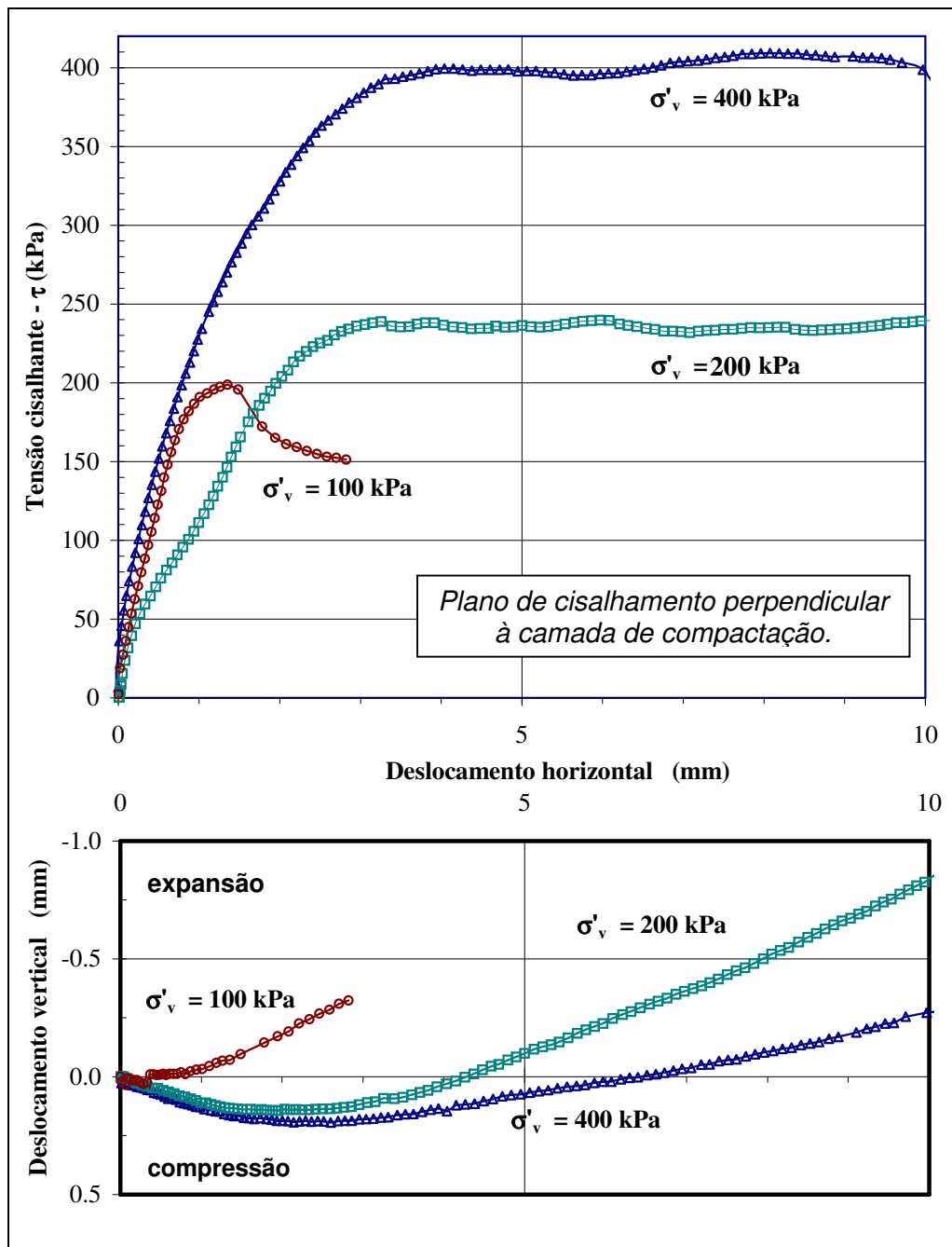


Figura 66 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto (material na umidade natural)

Os resultados de cisalhamento direto em corpos de prova submersos não apresentaram pico, exibindo compressão volumétrica durante toda a fase de cisalhamento. Por outro lado, o ensaio realizado em corpo de prova com umidade natural (não saturado) com tensão $\sigma_v = 100\text{kPa}$ apresentou um pico acentuado, exibindo uma expansão volumétrica durante o cisalhamento. Este

comportamento é típico de material pré-adensado. Os ensaios com solo adensado para maiores valores de σ_v não apresentaram pico, comportamento típico de material normalmente adensado. Note-se porém que a sucção que ocorre no material não saturado não é conhecida e pode atingir valor relevante. Desta forma, não se pode tentar obter conclusões sobre a tensão média de pré-adensamento do material compactado, quando ensaiado na umidade natural.

A Figura 67 apresenta as envoltórias de resistência e a Tabela 16 resume os resultados encontrados nesta campanha de ensaios.

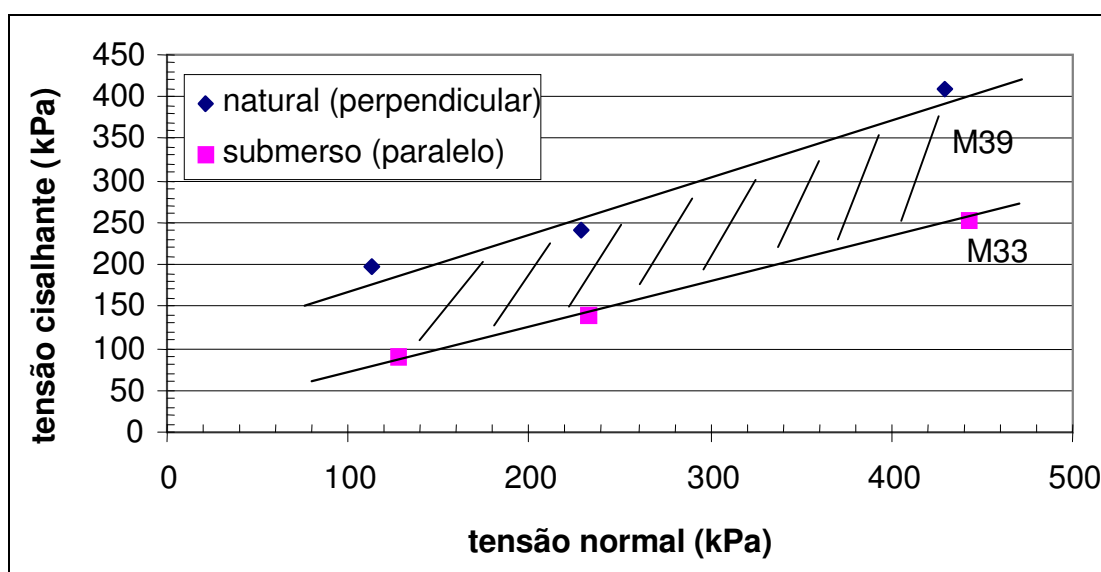


Figura 67 - Faixa de valores de variação de c' e ϕ'

Tabela 16 - Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Resistência ao Cisalhamento	ϕ'	c' (kPa)	Ângulo formado com as camadas de compactação
Cisalhamento direto submerso	27°	23,6	0°
Cisalhamento direto natural	34°	104,0	90°

Os valores mais elevados dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios com corpos de prova na umidade natural podem ser atribuídos aos efeitos da sucção e à direção do plano de cisalhamento (perpendicular à direção das camadas compactadas).

4.4. Ensaio triaxiais

O principal objetivo do ensaio de compressão triaxial é a determinação das características geomecânicas do solo: módulos de deformabilidade (E e ν), parâmetros de poropressão (A e B) e parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ'). Inúmeros fatores influenciam o valor destas características, tais como: nível das tensões confinante e cisalhante, sistema de aplicação de tensões, história de tensões, velocidade de cisalhamento, rotação das tensões principais, grau de anisotropia e amolgamento. Adicionalmente, outros parâmetros podem ser obtidos em fases anteriores ao cisalhamento, tais como a permeabilidade e o coeficiente de adensamento do solo (Lambe e Whitman, 1979).

Para a realização de ensaios triaxiais, foram utilizadas 3 prensas, identificadas como 01, 02 e 03. Na prensa 01 a aplicação das tensões confinantes da câmara triaxial era feita por coluna de mercúrio, e nas demais utilizou-se um compressor de ar. A Figura 68 apresenta uma foto da prensa 01 com a instrumentação utilizada nos ensaios.

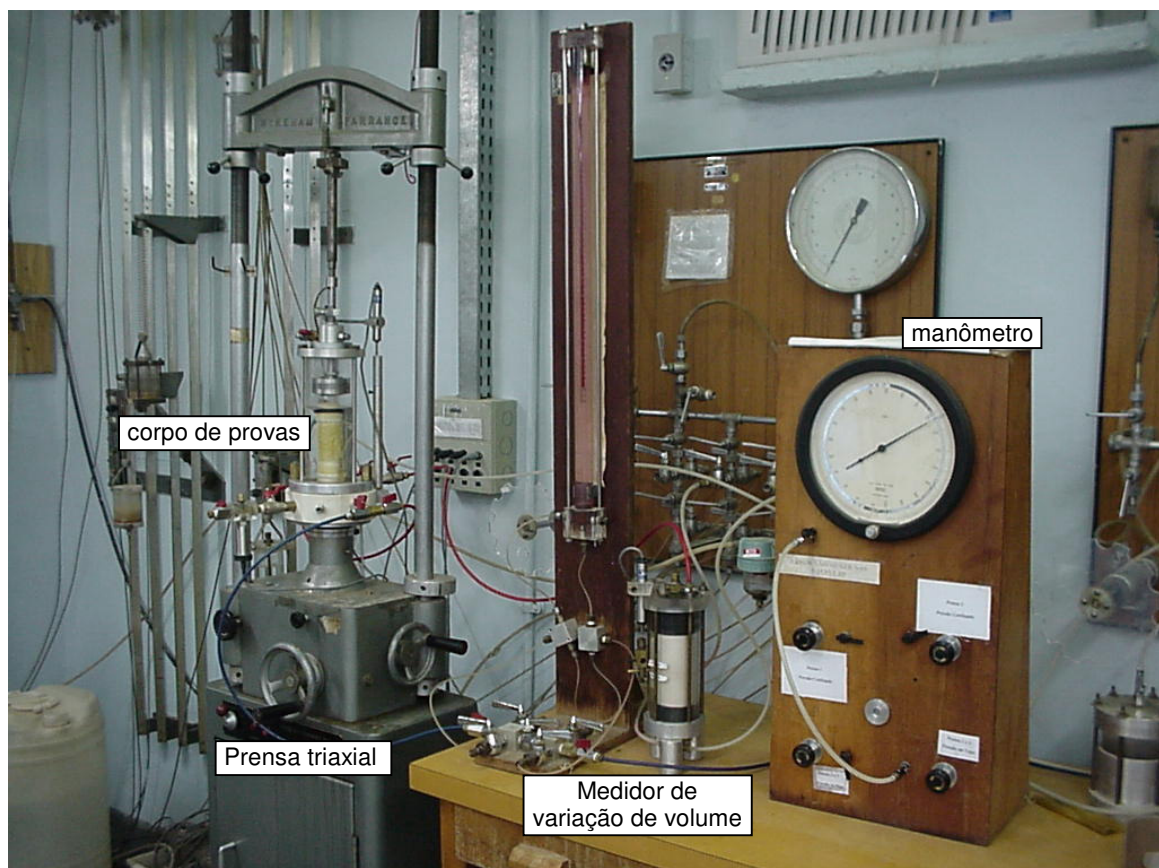


Figura 68 - Equipamento de compressão triaxial

Foram realizados 10 ensaios de compressão triaxial, sendo 6 do tipo CID (Consolidado Isotropicamente Drenado) e 4 do tipo CIU (Consolidado Isotropicamente Não Drenado). A Tabela 17 apresenta um resumo das principais características de cada um destes ensaios. Os níveis de tensão efetiva iniciais dos ensaios variaram entre 95 e 450kPa.

Tabela 17 - Características dos ensaios triaxiais.

Tipo do ensaio	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CU	CU	CU	CU
Amostra	J39	J39	J39	M33	M39	M39	J33	J33	M33	M33
σ' (kPa)	95	196	448	100	200	450	199	402	106	392
σ_c (kPa)	500	602	800	400	500	750	509	784	410	600
u (kPa)	405	406	352	300	300	300	310	382	304	208
ϕ_i (cm)	3,84	3,76	3,72	3,81	3,67	3,70	3,77	3,76	3,64	3,81
h_i (cm)	7,88	7,86	7,62	7,83	7,42	7,51	7,66	7,85	7,48	7,83
γ_{nat} (kN/m ³)	17,1	16,73	17,55	18,29	19	18,5	19,46	19,56	17,03	19,89
γ_{sat} (kN/m ³)	19,6	19,56	16,17	16,46	18,1	17,6	17,57	17,62	16,48	16,20
e_i	0,65	0,66	0,61	0,58	0,43	0,48	0,48	0,47	0,57	0,60
S_i (%)	34,5	27,6	37,8	51,1	27,7	28,7	59,9	61,9	15,3	49,0
n_i (%)	39,3	39,8	37,8	36,7	30,0	32,2	32,2	32,1	36,4	37,7
w_i (%)	8,4	6,89	8,6	11,2	4,5	5,2	10,8	11,0	3,31	11,2
w_f (cm)	17,0	15,0	-	16,5	14,5	14,6	15,4	17,0	18,22	19,8
B_i	0,64	0,45	0,69	0,63	0,83	0,87	0,41	0,64	-	-
B	0,98	0,97	0,99	0,98	0,99	1,00	0,97	0,98	-	0,99
Prensa	P3	P2	P1	P3	P3	P1	P3	P3	P2	P1

Os corpos de prova foram moldados com um diâmetro médio de 37,5mm e 76,9mm de altura a partir dos blocos de amostras indeformadas. Cada corpo de prova foi colocado na câmara triaxial onde o procedimento de ensaio seguido seguiu recomendações de Head (1985) e será descrito a seguir. Antes da preparação das amostras as tubulações do equipamento triaxial eram saturadas com água destilada, assim como as pedras porosas e os transdutores de poropressão.

Inicialmente percolou-se água pelo corpo de provas, sendo o volume de água percolado foi igual à duas vezes o volume de vazios do corpo de provas. O fluxo era ascendente, proporcionado por um gradiente hidráulico entre o topo e a base dos corpos de prova. Em seguida, os corpos de prova eram saturados com aplicação de contra-pressão. A fase de saturação dos corpos de prova duravam aproximadamente 12horas, sendo realizada em 5 ou 6 estágios. Entre cada estágio era medido o valor de B para verificar se os corpos de provas já tivessem

atingido a saturação ou não. Após garantida a saturação, os corpos de prova eram adensados para o nível de tensão efetiva desejado. Os ensaios cuja tensão efetiva estava entre 100 e 200kPa eram adensados em um único estágio, e os ensaios cuja tensão efetiva desejada fosse da ordem de 450kPa, a fase de adensamento era realizada em dois estágios, sendo o primeiro estágio de 200kPa e o segundo de 250kPa. Cada estágio da fase de adensamento tinha uma duração de 24 horas. Após a fase de adensamento, era realizado ensaio de permeabilidade nos corpos de provas, sendo o procedimento e resultados apresentados no próximo item. Finalmente, era realizada a fase de cisalhamento. A velocidade da fase de cisalhamento foi determinada com os dados fornecidos na fase de adensamento e foi seguida recomendações de Gibson e Henkel (1954). Todos os ensaios do tipo CID foram realizados com velocidade de 0,0052 mm/min e tiveram duração de 48 horas, já os ensaios tipo CIU tiveram velocidade de 0,010 mm/min e tiveram duração de 24 horas.

A Figura 69 e Figura 70 apresentam as curvas tensão desviadora x deformação axial e variação volumétrica x deformação axial, obtidas nos ensaios triaxiais do tipo CID, respectivamente para os materiais de montante e jusante.

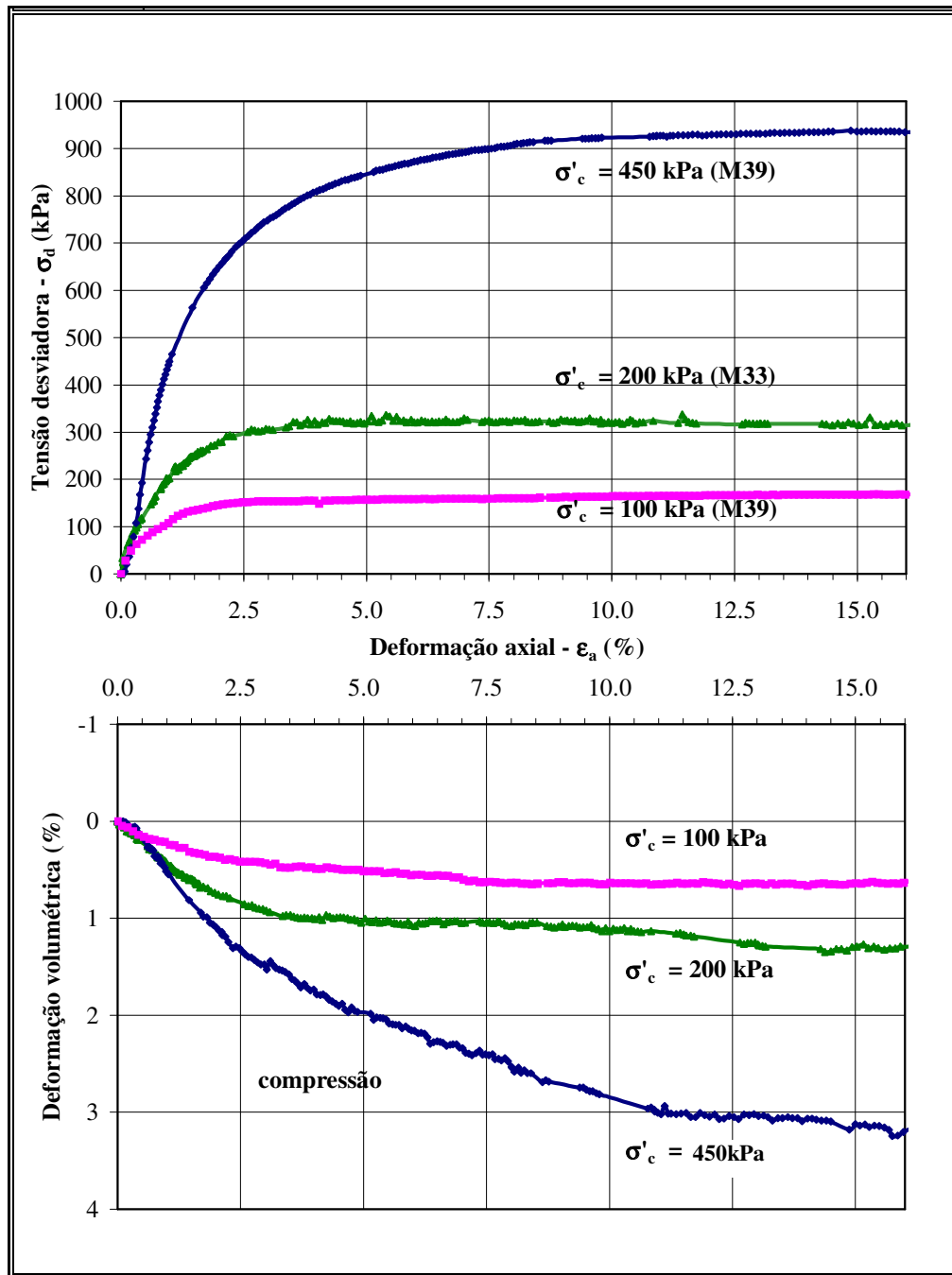


Figura 69 - Resultados dos ensaios triaxiais CID com a amostra M33

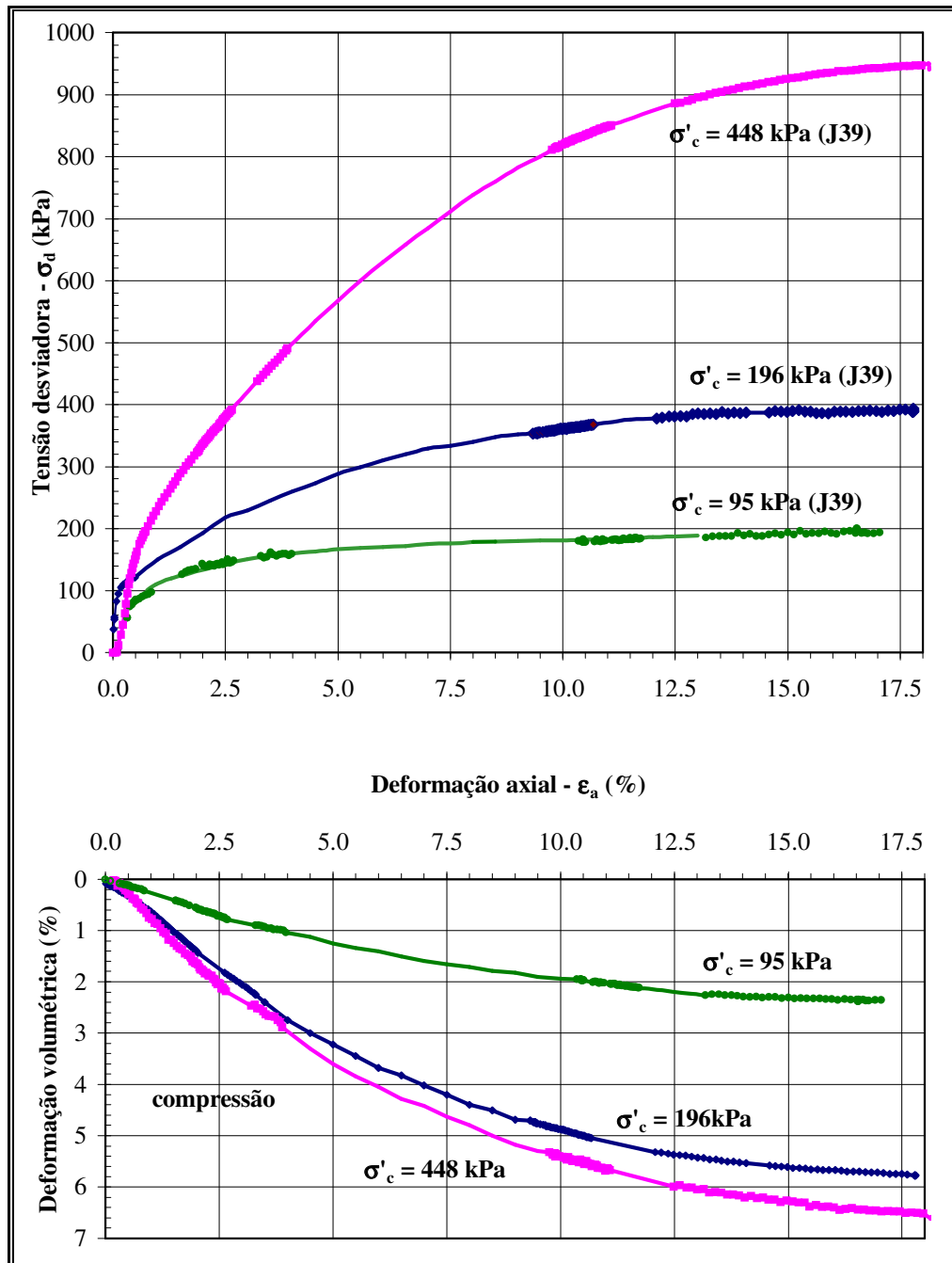


Figura 70 - Resultados dos ensaios triaxiais CID com a amostra J39

Na Figura 71 estão reproduzidas as curvas tensão x deformação e poropressão x deformação obtidas nos ensaios triaxiais do tipo CIU. Como os materiais de montante e jusante apresentaram as características similares, os resultados foram reunidos em um único gráfico.

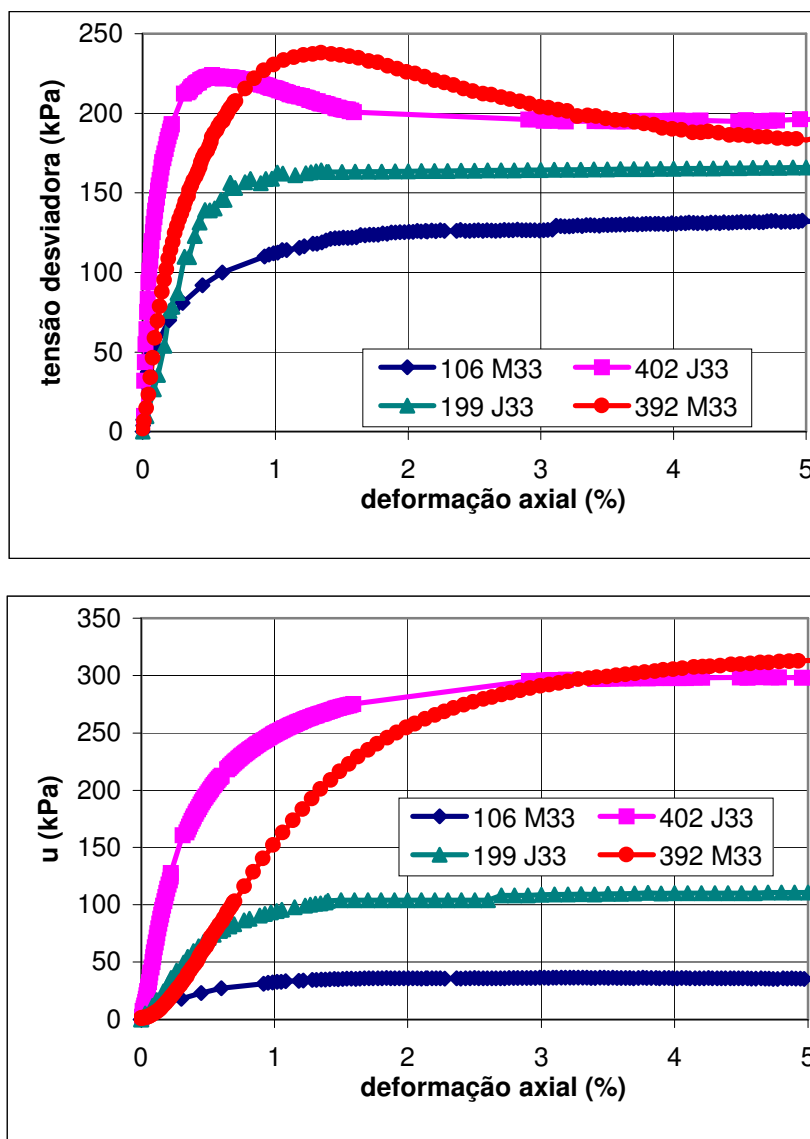


Figura 71 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU

Houve dificuldades na realização dos ensaios CIU, não sendo possível obter envoltórias independentes para os materiais de montante e de jusante. Durante o período de execução dos ensaios, ocorreram interrupções do fornecimento de energia, prejudicando a aquisição de dados. Devido à quantidade limitada do material disponível nas amostras, não foi possível realizar um maior número de ensaios. No entanto, a similaridade das amostras de jusante e montante permite reunir os resultados em uma única envoltória.

A Tabela 18 apresenta um resumo dos valores do parâmetro de propressão A (Skempton, 1954) e dos parâmetros de tensão p' e q (Lambe e Whitman, 1979) referentes à condição de ruptura nos ensaios triaxiais. As trajetórias de tensões, plotadas na Figura 72, sugerem que os resultados se alinham em uma única envoltória de ruptura, independente da origem da

amostra. Os parâmetros de resistência do solo a' e α' foram de 0kPa e 26° , respectivamente. Estes valores correspondem a um valor da coesão c' praticamente nulo e a um ângulo de atrito ϕ' de aproximadamente 30° , quando adotado o diagrama de Mohr-Coulomb.

Tabela 18 - Valores de p' e q na ruptura obtidos nos ensaios triaxiais.

Ensaio	CD	CD	CD	CD	CD	CD	CU	CU	CU	CU
Amostra	J 39	J 39	J 39	M 33	M 39	M 39	J33	J33	M33	M33
σ' (kPa)	95	196	448	100	200	450	199	402	106	392
p' (kPa)	194,7	392,6	922,8	184,6	368,5	918,8	179,4	319,8	144,6	310,3
q (kPa)	99,7	196,6	474,7	84,6	168,5	468,8	82,9	119,1	68,5	118,7
A_f	-	-	-	-	-	-	0,62	1,53	0,28	1,60

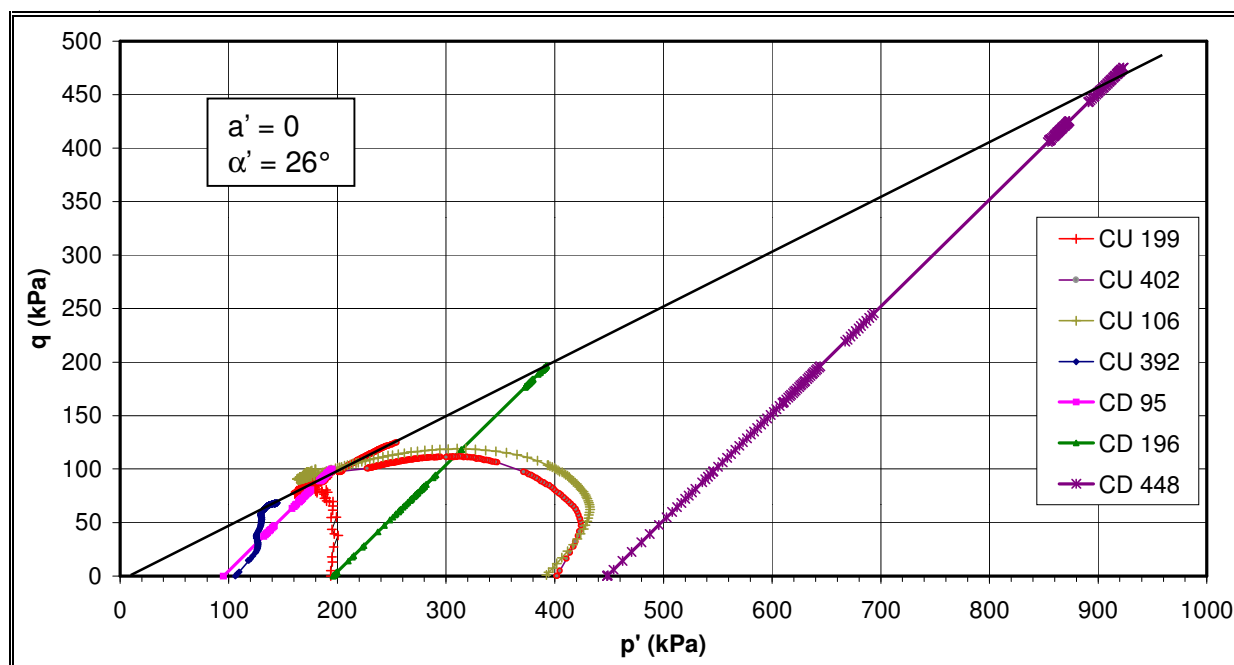


Figura 72 - Envoltória de resistência no diagrama de Lambe

O parâmetro A relaciona basicamente uma variação na tensão desviadora com o excesso de poropressão correspondente. Este parâmetro pode ser determinado diretamente da inclinação da trajetória de tensões efetivas (Lambe e Whitman, 1979). Deste modo, uma trajetória de tensões efetivas vertical corresponde a $A = 0,5$; e uma trajetória retilínea com inclinação de 45° para a esquerda indica $A = 1,0$. O valor de A está associado com a história de tensões do material. Valores de A inferiores a 0,5 são usualmente associados a um solo pré-adensado. No ensaio CIU com a amostra M33, sob tensão confinante efetiva

de 106kPa, obteve-se $A_f = 0,28$. Este valor está coerente com o comportamento observado no ensaio CRS.

O nível de tensões confinantes tem influência considerável no valor de A. Espera-se que quanto maior for a tensão σ'_c , maior será o valor de A. Este comportamento foi verificado nos ensaios triaxiais realizados neste programa experimental.

Na Tabela 19 estão apresentados os valores dos módulos de deformabilidade definidos para diferentes critérios, ou seja, considerando-se diferentes porcentagens da tensão desviadora de ruptura ($q / q_f = 25\%, 33\%, 50\%$ ou 67%).

Tabela 19 - Módulos de deformabilidade obtidos nos ensaios CID

		q (kPa)	E (MPa)	ν	E/σ'_c	q/q_f (%)
Montante M33	$\sigma'_c = 100\text{kPa}$ $q_f = 160\text{kPa}$	40,0	36,4	0,20	0,364	25
		53,3	23,2	0,24	0,232	33
		80,0	16,0	0,33	0,160	50
		106,7	13,3	0,36	0,133	67
Jusante J39	$\sigma'_c = 95\text{kPa}$ $q_f = 196\text{kPa}$	49,0	21,3	0,39	0,224	25
		65,3	26,1	0,34	0,275	33
		98,0	16,3	0,36	0,172	50
		130,7	7,8	0,22	0,082	67
Montante M39	$\sigma'_c = 200\text{kPa}$ $q_f = 320\text{kPa}$	80,0	32,0	0,26	0,160	25
		106,7	32,3	0,30	0,162	33
		160,0	26,7	0,27	0,134	50
		213,3	19,4	0,28	0,097	67
Jusante J39	$\sigma'_c = 196\text{kPa}$ $q_f = 393\text{kPa}$	98,3	40,9	0,13	0,209	25
		131,0	21,8	0,17	0,111	33
		196,5	18,9	0,14	0,096	50
		262,0	6,2	0,17	0,032	67
Montante M39	$\sigma'_c = 450\text{kPa}$ $q_f = 940\text{kPa}$	235,0	49,0	0,38	0,109	25
		313,3	44,8	0,25	0,100	33
		470,0	42,7	0,23	0,095	50
		626,7	34,8	0,21	0,077	67
Jusante J39	$\sigma'_c = 448\text{kPa}$ $q_f = 947\text{kPa}$	236,8	26,3	0,14	0,059	25
		315,7	18,6	0,1	0,042	33
		473,5	13,3	0,11	0,030	50
		631,3	10,5	0,16	0,023	67

A Figura 73 mostra a influência do nível da tensão confinante no módulo de deformabilidade. Quanto maior a tensão desviadora, menor é o valor de E, independentemente da relação q / q_f . No ensaio realizado com a amostra de jusante adensada para $\sigma'_c = 95\text{kPa}$, o valor de E_{25} mostrou-se impreciso, possivelmente devido à presença irregularidades na inclinação e/ou nos contactos do topo ou da base do corpo de prova.

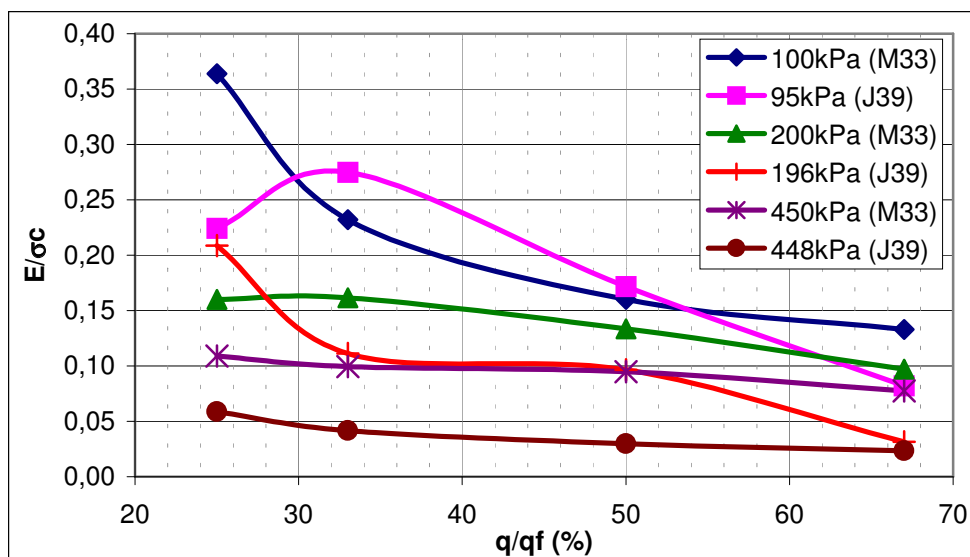


Figura 73 - Influência da tensão confinante no módulo secante

A Figura 74 mostra a variação do parâmetro ν com a mesma metodologia utilizada para definir os valores do módulo E .

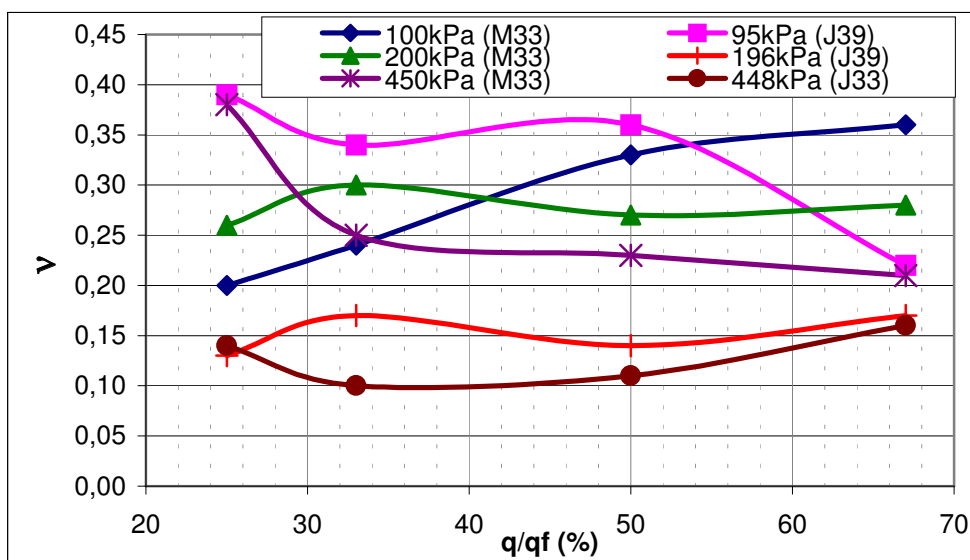


Figura 74 - Influência da tensão confinante no ν

Ressalta-se que os módulos E e ν foram definidos com base no modelo linear elástico, homogêneo e isotrópico. É, portanto, questionável a validade de E e ν em regiões de grandes deformações plásticas (Sayão, 1980). Desta forma, deve-se utilizar com cautela os valores de E e ν obtidos para $q/q_f = 67\%$. Os ensaio com menores tensões efetivas confinantes ($\sigma'_c = 95\text{kPa}$ e 100kPa) apresentaram maiores variações de ν . Os ensaios com tensão confinante $\sigma'_c =$

196kPa e 200kPa exibiram um comportamento similar e demonstraram serem pouco influenciados pela relação q / q_f .

4.5. Ensaio de permeabilidade

Durante a realização de todos os ensaios triaxiais foram medidos valores de permeabilidade entre as fases de adensamento e cisalhamento, dessa forma, os corpos de prova encontravam-se saturados.

Um gradiente hidráulico constante ($i = 10$) foi aplicado entre o topo e a base dos corpos de prova, de forma a provocar uma condição de fluxo ascendente. O ensaio era executado até atingir-se um regime de fluxo permanente.

Foram feitas ainda, estimativas dos valores do coeficiente de permeabilidade a partir da equação empírica de Hazen (7), detalhada em Lambe e Whitman (1979), expressa por:

$$k_{\text{Hazen}} = 100 (D_{10})^2 \quad (7)$$

sendo k_{Hazen} expresso em cm/s e D_{10} (diâmetro efetivo dos grãos) em cm.

Ressalta-se que esta equação foi desenvolvida para areias uniformes, sendo os valores de permeabilidade encontrados para o material siltoso em estudo apenas uma estimativa para fins de comparação.

A Tabela 20 apresenta os valores obtidos em função da tensão efetiva aplicada no corpo de prova. A tabela inclui também os valores de D_{10} , obtidos nos ensaios de granulometria, e os valores correspondentes de permeabilidade estimados pela equação empírica de Hazen.

Tabela 20 - Valores de coeficientes de permeabilidade

Amostra	D_{10} (cm)	σ' (kPa)	k (cm/s)	K_{Hazen} (cm/s)
M33	$9,0 \times 10^{-5}$	100	$1,1 \times 10^{-6}$	$8,1 \times 10^{-7}$
		200	$4,5 \times 10^{-5}$	
		400	$1,1 \times 10^{-5}$	
M39	$2,9 \times 10^{-4}$	100	$3,0 \times 10^{-6}$	$8,4 \times 10^{-6}$
		200	$9,4 \times 10^{-7}$	
		450	$1,4 \times 10^{-6}$	
J33	$1,5 \times 10^{-4}$	100	$3,8 \times 10^{-6}$	$2,2 \times 10^{-6}$
		200	$4,1 \times 10^{-6}$	
		450	$9,0 \times 10^{-7}$	
J39	$2,9 \times 10^{-4}$	100	$1,5 \times 10^{-6}$	$8,4 \times 10^{-6}$
		200	$2,1 \times 10^{-5}$	
		450	$4,2 \times 10^{-6}$	

As dispersões nos resultados mostrados na tabela foram possivelmente devidas a uma oscilação da corrente que alimenta o equipamento de aquisição de dados. Este problema deveu-se e só foi observado em alguns ensaios com tensão de adensamento de 400 kPa.

A Figura 75 mostra os valores de permeabilidade em função da tensão efetiva, somente para os ensaios com resultados considerados satisfatórios. Nesta figura está indicada a faixa de variação da permeabilidade observada para os materiais ensaiados. Verifica-se que a permeabilidade estimada com a expressão empírica de Hazen foi relativamente compatível com os valores obtidos nos ensaios. Ressalta-se, no entanto, que a fórmula de Hazen é recomendada para solos arenosos uniformes, e o material de Curuá-Una é uma areia silto-argilosa. A influência da estrutura (distribuição de volume de vazios) acarretou em uma permeabilidade maior mesmo para um solo com porcentagem de argila.

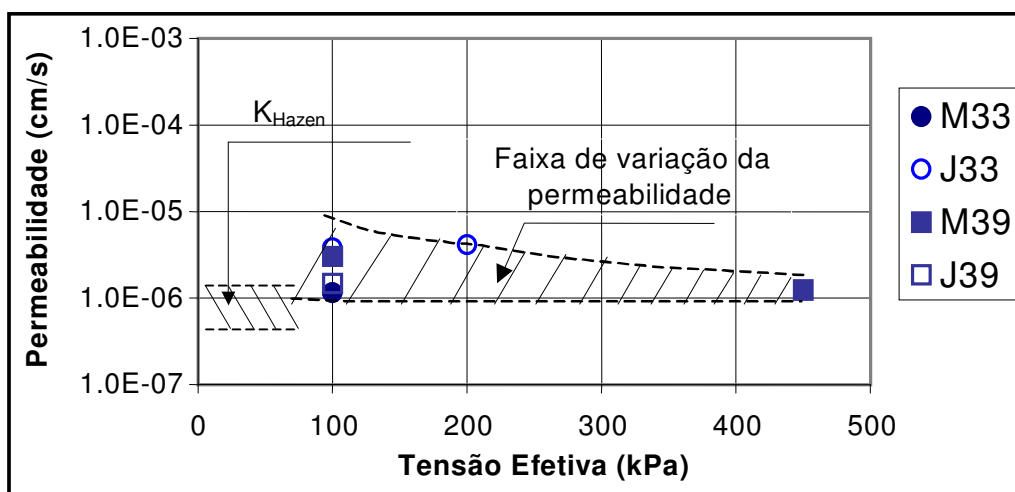


Figura 75 - Variação do coeficiente de permeabilidade em função da tensão efetiva

A Figura 76 mostra uma fotografia dos corpos de prova utilizados nos ensaios de adensamento e triaxiais, após secagem em estufa.

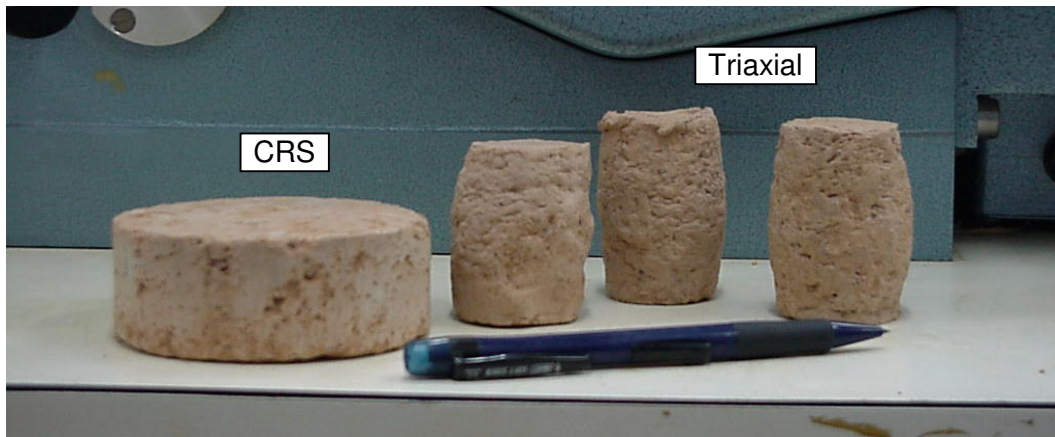


Figura 76 - Corpos de provas dos ensaio CRS e triaxial