

## 2 Revisão bibliográfica

### 2.1. Comportamento de solos compactados

O comportamento mecânico de solos compactados é função do índice de vazios, grau de saturação e principalmente da estrutura do solo (forma de compactação).

Ao se compactar um solo com um determinado esforço de compactação, o ar é a única fase constituinte do solo removida. O processo de compactação deve ser feito em solos com teor de umidade não nulo, já que a água reduz a resistência às deformações angulares entre as partículas, facilitando o seu deslocamento relativo. É possível remover o ar de uma amostra de solo enquanto o ar contido nos vazios estiverem interligados. Quando os canais de ar forem interrompidos, o ar não poderá mais ser removido da amostra compactada e a partir deste ponto (que corresponde ao ponto de máxima eficiência de compactação) qualquer acréscimo de água somente tenderá a aumentar o espaçamento entre as partículas, com a conseqüente redução da densidade seca dos grãos. Toda a energia aplicada ao solo durante o processo de compactação é gasta em reduzir o volume do solo ou em induzir deformações angulares à estrutura do solo. Após ser atingida a densidade máxima para uma determinada energia de compactação e teor de umidade, qualquer acréscimo de energia (por exemplo: aumento de número de passadas do rolo compressor no campo) será empregado apenas em deformar a estrutura do material, tornando a estrutura do solo cada vez mais alinhada.

Ao se ultrapassar a densidade máxima de um material não haverá mais expulsão adicional de ar da estrutura do solo, logo, o grau de saturação de amostras tende a permanecer aproximadamente constante. Isto pode ser observado em curvas de compactação, onde a parte descendente da curva de compactação (ramo úmido) apresenta-se praticamente paralela às curvas de igual grau de saturação (Lambe e Whitman, 1979).

Para uma dada umidade de moldagem, o aumento da energia de compactação tende a reduzir a floculação do solo no ramo seco e a aumentar a

dispersão no ramo úmido. A Figura 1 apresenta um esquema da influência da energia de compactação no tipo de estrutura do solo. Na estrutura floculada predominam as forças elétricas de repulsão, enquanto que na estrutura dispersa predominam as forças de atração.

Lambe (1958) estudou o comportamento de solos finos compactados, cujas forças de interação elétrica são predominantes em relação às forças gravitacionais. O autor afirma que o comportamento mecânico dos solos finos pode ser explicado pela composição e estrutura molecular das partículas do solo (argilominerais). Os argilominerais possuem água adsorvida formando um sistema com cargas elétricas negativas. Existem íons (cátions) livres nos solos que tendem a neutralizar estas cargas negativas, formando um sistema denominado de camada dupla difusa. A força de repulsão e atração entre as partículas de solo é diretamente proporcional à espessura da camada dupla difusa. E a intensidade destas forças de atração e repulsão é que governam o comportamento mecânico dos solos.

Ao aumentar-se o teor de umidade as forças de repulsão e os esforços capilares diminuem, reduzindo a resistência do solo a deformações angulares. Desta forma, ao aumentar-se o teor de umidade o solo tenderá a formar uma estrutura com um maior grau de orientação, onde as faces das partículas estão paralelas. Este tipo de estrutura é denominado de dispersa.

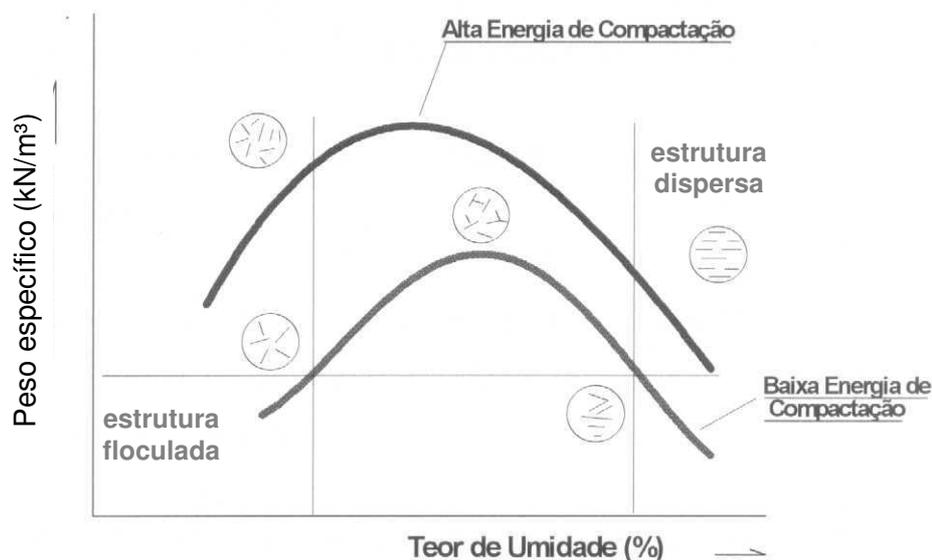


Figura 1 - Estrutura do solo (Lambe, 1958)

De uma maneira geral, observa-se que os materiais de granulação fina são mais influenciáveis pela umidade de compactação que os materiais de granulação grossa. Este fato é evidenciado pela forma das curvas de

compactação que no caso de solos finos apresentam-se mais abertas do que as correspondentes em solos com maior teor de material grosso. Os solos não coesivos, por serem relativamente permeáveis, não sofrem influência significativa do teor de umidade durante o processo de compactação.

Em solos compactados a permeabilidade é muito influenciada pela estrutura do solo a qual pode ser retratada pelo grau de orientação das partículas (dispersa ou floclada) conforme mostra a Figura 2. Por outro lado, a permeabilidade é diretamente proporcional ao grau de saturação. A determinação precisa da permeabilidade de solos compactados com grau de saturação inferiores a 100% é complexa, pois há migração das bolhas de ar na direção do fluxo.

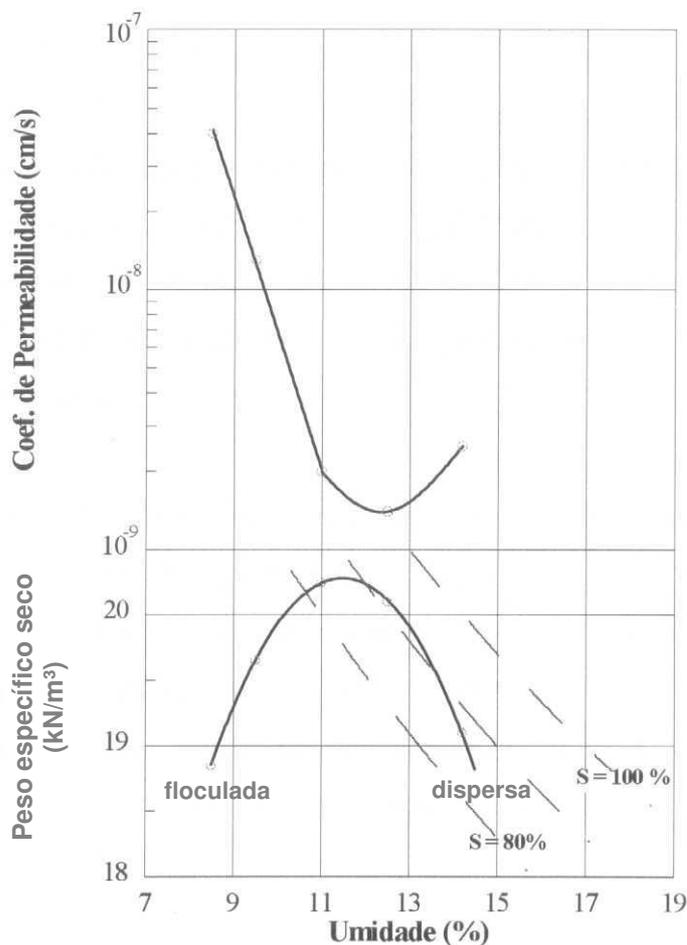


Figura 2 - Efeito da compactação na permeabilidade dos solos argilosos (Lambe, 1958)

Segundo Pinto (2000) a compressibilidade é tanto menor quanto menor for a umidade de compactação, conseqüentemente, solos compactados com teores de umidade abaixo da umidade ótima apresentam menos deformação após serem submetidos a carregamentos.

Segundo Lambe (1958) a compressibilidade dos solos é função principalmente do tipo de estrutura do solo, a Figura 3 ilustra este comportamento. Ao serem submetidos a carregamentos de compressão edométrica, solos com estrutura dispersa (ramo úmido), apresentam um comportamento linear de deformação (curva  $\log \sigma' \times e$ ), sem apresentarem variações bruscas no coeficiente de compressibilidade. Por sua vez, solos compactados abaixo da umidade ótima (estrutura floculada) apresentam uma variação no coeficiente de compressibilidade. Ressalta-se que para corpos de prova de um mesmo solo, porém com diferentes umidades de compactação, quando submetidos a elevados níveis de tensão, os índices de vazios finais dos corpos de prova tendem a serem próximos.

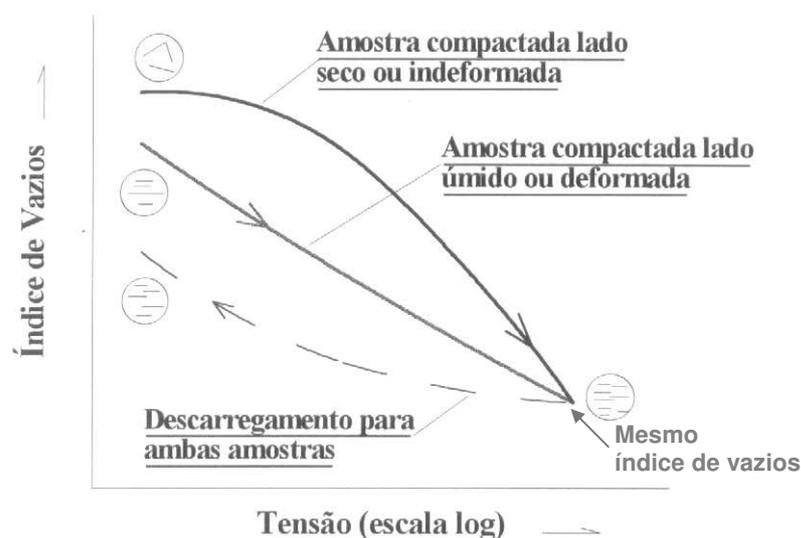


Figura 3 - Ensaio edométrico em solos compactados (Lambe, 1958)

A resistência ao cisalhamento de um solo depende da tensão normal efetiva aplicada no plano de cisalhamento e do grau de orientação das partículas. A tensão normal efetiva é função da poropressão, sendo a poropressão função do índice de vazios, do grau de saturação e da estrutura do solo. Conseqüentemente, o comportamento tensão x deformação x resistência depende fundamentalmente do índice de vazios, grau de saturação e da estrutura do solo. Para ilustrar o comportamento dos solos compactados, Lambe e Whitman (1979) referenciam ensaios realizados por Seed e Chan (1959) que mostram a influência da umidade de compactação no comportamento tensão-deformação em amostras de caulinita (Figura 4). Os autores realizaram ensaios triaxiais em amostras de solos compactadas, relativas a diferentes pontos da curva de compactação. Os resultados mostraram que quanto menor o teor de

umidade e, conseqüentemente, menor grau de orientação das partículas, maior é a resistência ao cisalhamento.

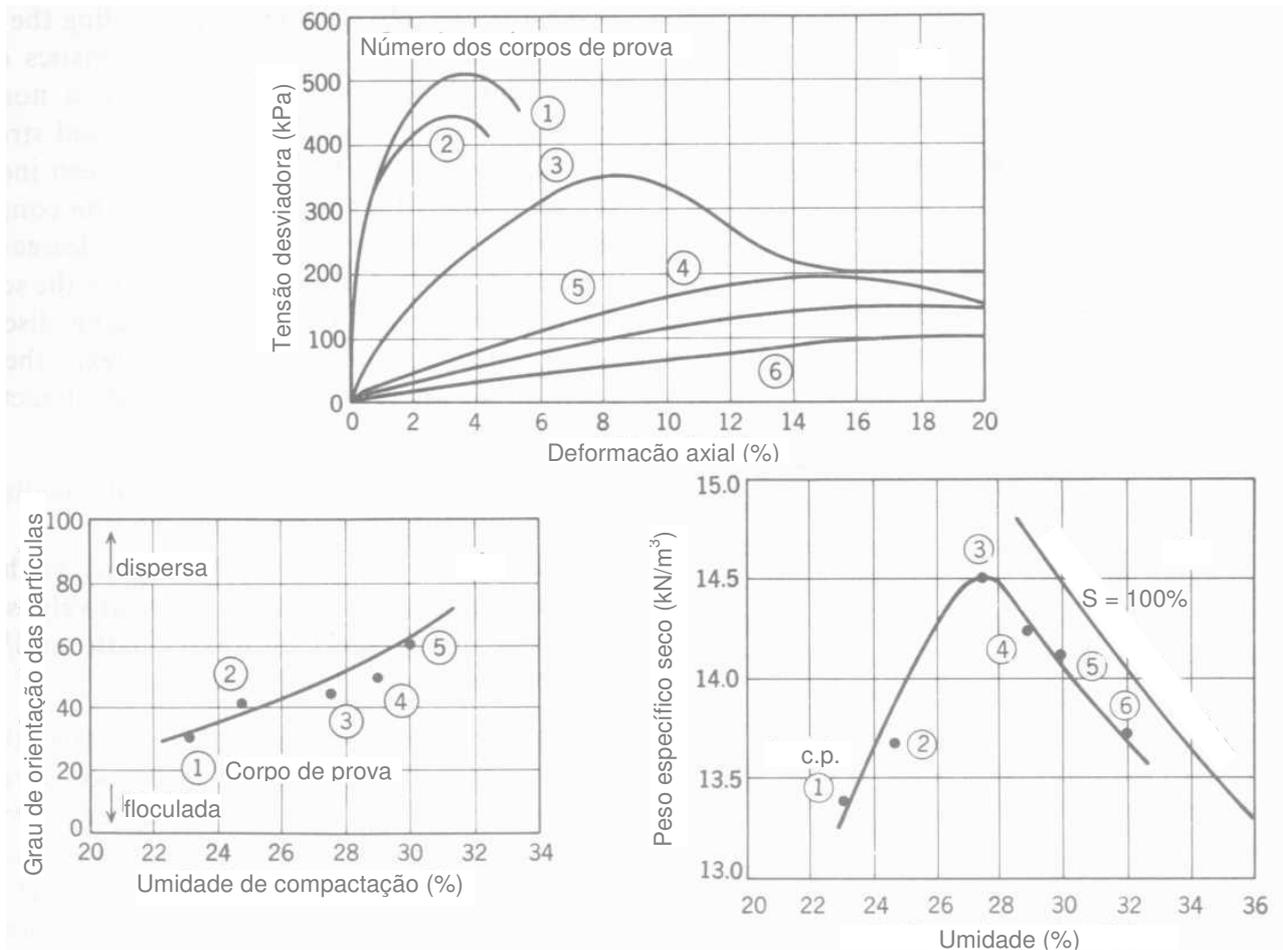


Figura 4 - Influência da umidade no comportamento de solos compactados (Lambe e Whitman, 1979)

Pinto (2000) afirma que o módulo de deformabilidade  $E$  decresce com o aumento do teor umidade de compactação, quanto mais dispersa for a estrutura do solo, maior será a sua deformabilidade.

A deformabilidade deve ser analisada de forma contundente no projeto de barragens de terra. Se a barragem estiver em um vale aberto e a fundação pouco deformável, é pouco provável a formação de trincas, desde que o maciço seja homogêneo. Se as fundações forem diferencialmente deformáveis, poderão surgir trincas caso o aterro seja muito rígido. Por outro lado se o vale for muito fechado, e a fundação for muito deformável, poderá ocorrer recalques diferenciais e por conseqüência, trincas no maciço poderão surgir.

Segundo Pinto (2000), as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas em ensaios convencionais de compressão triaxial CD e CU em amostras de solo compactado são ligeiramente curvas para tensões normais inferiores a

um certo valor, situando-se acima da envoltória linear que passa pela origem. Isso ocorre porque a compactação provoca nos solos um efeito semelhante ao de um pré-adensamento. O autor afirma que resultados de ensaios triaxiais, do tipo CD e CU, indicaram que a resistência obtida em termos de tensão efetiva depende basicamente da densidade obtida, e não da umidade de compactação.

Bertolucci (1975) analisou amostras de solo compactado de solo residual de biotita gnaisse e verificou, em ensaios de compressão triaxial tipo UU, que, para baixas tensões confinantes (100kPa), a resistência é diretamente proporcional à densidade e inversamente proporcional à umidade. Para tensões confinantes maiores (800kPa), a resistência é função principalmente da umidade. Na Figura 5 está ilustrado o comportamento de curvas de igual resistência ao cisalhamento em ensaios UU para uma tensão confinante intermediária ( $\sigma_3=400\text{kPa}$ ).

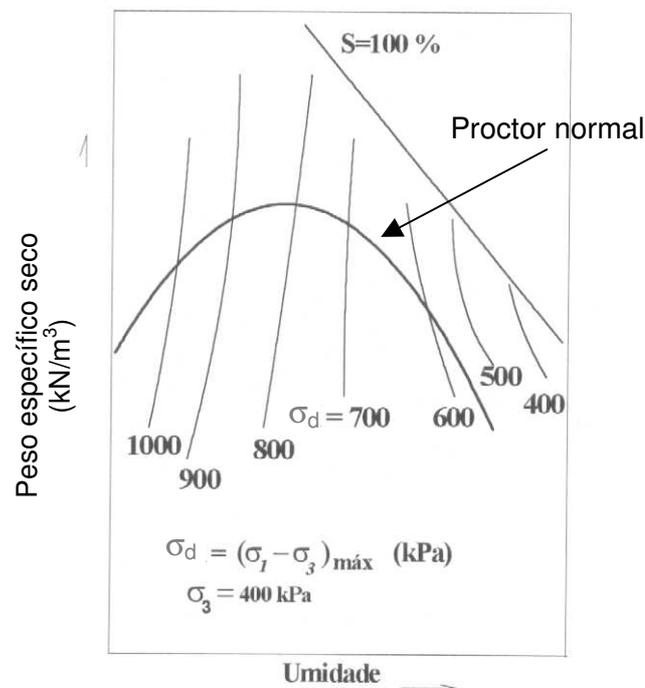


Figura 5 - Curvas de igual resistência ao cisalhamento em ensaios triaxial UU (Bertolucci, 1975)

Pinto (1983) apresenta resultados de ensaios de compressão triaxial do tipo CU, a Figura 6 mostra que a resistência é sensivelmente crescente com o aumento da densidade, considerando-se um mesmo teor de umidade. Pode-se notar também que, para uma mesma densidade, a resistência apresenta um pequeno aumento com o teor de umidade de compactação. Ressalta-se que os corpos de prova neste tipo de ensaio são previamente saturados e,

conseqüentemente, não existe efeito da sucção no aumento da resistência. Pode-se então perceber que o aumento da resistência verificado deve-se a mudança do arranjo estrutural do solo, causada pela compactação. Sugere-se neste caso que solos com estrutura dispersa, apresentam maior resistência ao cisalhamento do que aqueles com estrutura floclada.

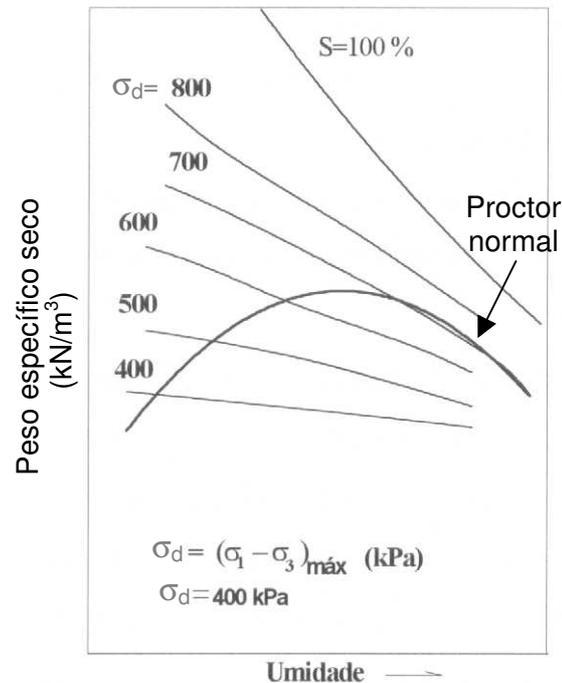


Figura 6 - Curvas de igual resistência ao cisalhamento na ruptura em ensaios triaxiais tipo CU e CD (Pinto, 1983)

Pinto (1983) observa que o mesmo comportamento descrito acima foi verificado para ensaios triaxiais do tipo CD, embora a variação de resistência com os parâmetros de compactação observada nos ensaios tipo CD foi menor que a encontrada nos ensaios tipo CU.

Existem ensaios de compressão triaxial especiais denominados ensaios tipo PN (pressão neutra), são empregados principalmente para análise de projetos de barragens durante a fase de construção. Este ensaio consiste em solicitar o corpo de provas segundo uma relação  $\sigma_3/\sigma_1$  constante, segundo Lacerda e Mahler (1973) esta relação geralmente varia entre 0,4 a 0,7 (sendo os maiores valores para regiões localizadas no centro da barragem). O objetivo principal deste ensaio é observar o desenvolvimento de poropressões devido a este tipo de solicitação, que é considerada como representativa da solicitação de campo durante a fase de construção da barragem. Alguns exemplos de projetos de barragens que utilizaram este tipo de ensaio são Ilha Solteira (Paraná) e Serra da Mesa (Goiás).

Segundo Pinto (2000) no caso de barragens de terra, todos estes fatores devem ser analisados ao se projetar uma obra. Se a preocupação maior for a estabilidade dos taludes logo após a construção deve-se dar atenção especial à umidade de compactação, pois é pequena a influência da densidade na resistência do solo solicitado sem drenagem. Se, entretanto, a estabilidade a longo prazo ou condições de rebaixamento rápido do reservatório, os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivo são de fundamental importância. A experiência mostra que basicamente eles dependem do grau de compactação.

Quanto menor a umidade de compactação, maior a estabilidade logo após a construção, mas, também, maior a rigidez do solo e, conseqüentemente, maior o risco de ocorrência de trincas que podem ser fatais para a barragem. Da análise destes riscos é que surgem as especificações para cada projeto.

Gutierrez (1971) apresenta um estudo sobre o material da barragem auxiliar de Nhangapi, que faz parte do complexo da UHE Funil localizada em Rezende, RJ. O solo estudado foi uma argila siltosa (residual) misturado com pequena porcentagem de solo areno-argiloso. Ensaio de caracterização e Proctor Normal indicaram uma  $w_{ót}=15\%$ ;  $\gamma_{dmax}=18\text{kN/m}^3$ ;  $LL_{\text{médio}}=68\%$  e  $IP_{\text{médio}}=36\%$ . Ensaio triaxiais rápido, realizados em corpos de prova moldados em laboratório com amostra de solo proveniente das áreas de empréstimo, indicaram  $c'=0,8\text{kg/cm}^2$  e  $\phi'=17^\circ$ , estes parâmetros foram utilizados para fazer análises de estabilidade da barragem para a condição de final de construção. Para simular a segurança da barragem durante a condição de operação do reservatório prevista em projeto foram executados ensaios triaxiais do tipo adensado rápido com corpos de prova moldados a partir de material compactado em laboratório com teor de umidade  $w_{ót}+3\%$ , como resultado foram obtidos  $c'=0,6\text{kg/cm}^2$  e  $\phi'=15^\circ$ . Foram realizados ensaios de permeabilidade e concluiu-se que  $k_H=4k_V$ , e a  $k_{med}=5 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ .

Amaral (1975) fez um estudo sobre a barragem de terra da UHE Itumbiara (GO/MG). Trata-se de uma barragem de enrocamento com núcleo impermeável de argila. Lambe (1958) afirma que, quanto mais seca e densa a amostra, menor seria a deformação na ruptura, o que difere do comportamento observado para o solo de Itumbiara. A Tabela 1 apresenta um resumo dos valores de  $E_{50}$  obtidos por Amaral em ensaios de compressão triaxial tipo CIU executados em corpos de provas compactados em laboratório com material proveniente das áreas de empréstimo. Verificou-se que quanto maior a tensão confinante dos ensaios maior era a influência da densidade e do teor de umidade de compactação na geração de poropressão. Essa variação da poropressão na ruptura com o teor

de umidade de moldagem e com a tensão confinante pode explicar, em parte, o comportamento das curvas tensão-deformação de Itumbiara. Para amostras moldadas com teor de umidade acima da  $w_{ót}$ , ensaiadas com altas tensões confinantes (800kPa) os corpos de prova romperam com baixas deformações devido ao rápido acréscimo de poropressão. Em ensaios com baixa tensão confinante (100kPa) a geração de poropressão foi desprezível.

Tabela 1 - Valores de  $E_{50}$  (kPa) do material da barragem de Itumbiara (Amaral, 1975)

$\sigma_3$ (kPa)	$w_{ót} - 4\%$	$w_{ót} - 2,5\%$	$w_{ót}$ (%)	$w_{ót} + 2\%$	$w_{ót} + 3\%$
100	12800	10000	4300	3500	2800
400	10000	4000	3900	4900	4850
800	8800	3100	4300	5200	5950

Amaral (1975) sugere que exista uma pressão confinante a partir da qual há uma quebra da estrutura do solo, com conseqüente rearranjo dos aglomerados de partículas para uma posição de estabilidade. Esse rearranjo causaria uma deformabilidade inicial do solo maior que a observada ao se ensaiar corpos de provas submetidos a baixas tensões confinantes. Amaral (1975) sugere ainda que a quebra da estrutura do solo deve estar relacionada com a influência que a tensão confinante exerce na geração de poropressão na fase de cisalhamento dos ensaios CIU.

Pinto e outros (1970) realizaram um estudo sobre o material utilizado na barragem de terra da UHE Ilha Solteira (MG/SP). Os autores observaram que para amostras compactadas com umidade muito abaixo ou muito acima da  $w_{ót}$  a ruptura ocorria para elevados valores de deformação axial e para amostras moldadas com teor de umidade próximos à  $w_{ót}$  a ruptura ocorria para baixos valores de deformação axial. Os módulos de deformabilidade  $E_{50}$  do material utilizado na construção da barragem de Ilha Solteira mostraram uma variação com a tensão confinante semelhante a do solo da barragem de Itumbiara. O  $E_{50}$  apresentou, também, para umidades abaixo da ótima, um decréscimo com a tensão confinante. Para umidades de compactação acima da ótima o  $E_{50}$  cresce com o aumento da densidade. Em amostras compactadas com energia acima do Proctor Normal, o material de Ilha Solteira apresentou um decréscimo do  $E_{50}$  com o aumento da densidade. Os autores sugerem que este tipo de comportamento é um indício de que a estrutura dispersa criada pela supercompactação provocaria uma deformabilidade acentuadamente maior no solo.

Serafim (1974) estudou a resistência ao cisalhamento de solo residual de migmatito do estado do Rio de Janeiro. O autor realizou ensaios de cisalhamento direto com amostras compactadas em laboratório com diferentes teores de umidade. Foi observado que as menores deformações de ruptura ocorreram em corpos de provas moldados com teor de umidade próximos ao da  $w_{ót}$ .

## **2.2.**

### **Avaliação de segurança, reabilitação e alteamento de barragens de terra**

Rupturas de barragens em operação quando os reservatórios estiverem cheios podem gerar conseqüências catastróficas muitas vezes associadas a perda de vidas humanas. A importância deste assunto pode ser avaliada pela grande quantidade de publicações feitas pela comunidade ligada a barragens desde o início do século passado. A “International Commission on Large Dams” (ICOLD) foi criada em 1928 e possui grupos em 82 países. A cada 3 anos é realizado um congresso internacional onde são propostos 4 temas, denominados de “questions”. Na Tabela 2 estão listados todos os temas diretamente ligados à segurança, deterioração e reabilitação de barragens.

Tabela 2 - Temas abordados em congressos internacionais da ICOLD

Congresso	Ano	Tema
I	1933	Q2b: "Study of physical laws governing infiltration of water through the dam and subjacent soil."
II	1936	Q7: "Calculation of the stability of earth dams."
III	1948	Q9: "Methods and instruments for measuring stresses and strain in earth and concrete dams."
VI	1958	Q21: "Observations of stresses and deformations in dams and their foundation and abutments; and comparison of these observations with computations and tests on small scale models."
VIII	1964	Q29: "Results and interpretation of measurements made on large dams of all types, including earthquake observations."
VIII	1964	Q31: "Design, methods of construction and performance of high rockfill dams."
XIX	1967	Q32: "The safety of dams from the point of view of foundations and the safety of reservoir banks."
XIX	1967	Q34: "The behaviour and deterioration of dams."
X	1970	Q38: "Supervision of dams and reservoirs in operation."
XIII	1979	Q49: "Deterioration or failure of dams."
XIV	1982	Q52: "Safety of dams in operation."
XIV	1982	Q54: "Reservoir sedimentation and reservoir slope stability. Technical and environmental effects."
XV	1985	Q56: "Dam and foundation monitoring."
XV	1985	Q59: "Rehabilitation of dams to ensure safety."
XVII	1991	Q65: "Ageing of dams and remedial measures."
XVIII	1994	Q68: "1. Safety assessment and improvement of existing dams."
XVIII	1994	Q71: "Deterioration of spillways and outlet works."
XIX	1997	Q74: "Performance of reservoirs."
XIX	1997	Q75: "Incident and failures of dams."
XX	2000	Q76: "The use of risk analysis to support dam safety decisions and management."
XX	2000	Q77: "Monitoring of dams and their foundations."
XX	2000	Q78: "Gated spillways and other controlled release facilities, and dam safety"

O Brasil também vêm realizando periodicamente seminários nacionais sobre barragens. Os principais temas que abordaram segurança, deterioração e reabilitação de barragens estão listados na Tabela 3.

Tabela 3 - Temas de seminários brasileiro sobre segurança, deterioração e reabilitação de barragens

Seminário	Ano	Tema
II	1963	Tema III Acidentes em barragens.
IV	1965	Tema II Observação de Deformação de Barragens.
VI	1970	Tema II Fissuras e outros defeitos em barragens de concreto e em suas estruturas auxiliares.
VI	1979	Tema II Fissuras em barragens de terra e em suas estruturas auxiliares.
VII	1971	Tema II Fator em segurança em barragens.
X	1975	Tema III Instrumentação em fundações de barragens.
XI	1976	Tema III Observações de desempenho e recuperação de barragens, estruturas correlatas e reservatórios.
XII	1978	Tema I Fissuramento em concretos de barragens.
XII	1978	Tema III Segurança de barragens.
XIII	1985	Tema I Desempenho de vertedouros.
XV	1983	Tema III Segurança de estruturas de concreto em barragens.
XVI	1985	Tema II Recuperação de barragens e de reservatórios.
XVII	1985	Tema III Segurança durante a construção.
XVII	1987	Tema III Riscos e custos de construção.
XIX	1991	Tema I Desempenho não previsto em barragens e em ensecadeiras de terra e de enrocamento.
XIX	1991	Tema I Reabilitação de barragens e de reservatórios.
XXI	1994	Tema III Reabilitação de barragens e de suas estruturas hidráulicas.
XXII	1997	Tema II Lições aprendidas com acidentes e incidentes em barragens.
XXIV	2001	Tema IV Desempenho, segurança, recuperação e modernização de barragens.

Segundo Charles (1997) as principais causas de ruptura de barragens são: baixa resistência ao cisalhamento dos materiais da barragem, altos valores de poropressão, galgamento e erosão interna. Deve-se considerar que além da ruptura, barragens podem ter uma alteração na servicibilidade. Muitas vezes a barragem pode continuar em operação mas com níveis de produção inferiores ao projetados ou requeridos. O funcionamento inadequado de uma barragem pode não causar perda de vidas, mas pode ser financeiramente desastosa.

WCD (2000) recomenda que dois aspectos principais devem ser avaliados quando se pretende estudar a recuperação de barragens. O primeiro diz respeito às propriedades dos materiais e o segundo à evolução da tecnologia utilizada nas barragens. Os fatores relacionados com os materiais consideram os efeitos do envelhecimento incluindo deterioração devido ao intemperismo. Os fatores tecnológicos levam em consideração a vida útil de equipamentos; perda de servicibilidade após longo período de operação e estragos devido a eventos naturais, como cheias ou sismos.

Como em qualquer projeto, projetos de restauração e adequação devem ser analisados considerando-se todas as opções disponíveis. Deve-se avaliar os custos das estruturas já existentes, assim como a vida útil associada às novas estruturas, eventualmente construídas, no projeto de reabilitação.

Segundo Charles (1997) espera-se que a vida útil das barragens de terra seja elevada, logo, propriedades como durabilidade e resistência à degradação são parâmetros importantes a serem analisados. O autor alerta para a possibilidade da permeabilidade dos materiais aumentarem e cita o exemplo da barragem de Laguna de Barlovento, cujos materiais sofreram elevação de permeabilidade.

Há uma tendência mundial de organização de legislações que estabelecem critérios para reavaliação de segurança de barragens. Esta preocupação teve início com grandes acidentes de barragens na Europa, que resultaram num número elevado de perdas humanas. Entre as principais rupturas estão Malpasset (França – 1959), Veja da Terra (Espanha – 1959), Vajon (Itália – 1963), Black Hills e Buffalo Greek (EUA – 1972). Em Portugal, foi estabelecido o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) pelo Decreto Lei nº 11/90, o qual define as formas de controle de segurança de barragens nas fases de projeto, construção, primeiro enchimento, exploração, abandono e demolição (Menescal e outros, 2001). Dando prosseguimento ao RSB foram instituídas em 1993 as “Normas de Observação e Inspeção de Barragens”, que preconiza a ordenação das barragens, visando estabelecer a prioridade e os níveis das inspeções posteriores. Estas normas ponderam características específicas da obra em função de três fatores:

- i. fatores exteriores ou ambientais (sismicidade, probabilidade escorregamento de taludes, cheias);
- ii. fatores associados à barragem, envolvendo dimensionamento estrutural, fundações, órgãos de descarga e manutenção;
- iii. fatores humanos/econômicos relativos a ocupação e instalações a jusante.

No Brasil, o antigo Comitê Brasileiro de Grandes Barragens (CBGB, 1983) estabeleceu diretrizes para a inspeção e avaliação de segurança de barragens. Estas diretrizes foram baseadas em recomendações de órgãos de outros países, tendo uma grande influência dos Estados Unidos.

### **2.2.1. Processos instabilizadores**

Existem dois principais indicativos de deterioração de uma barragem de terra: deformação do aterro e o regime de fluxo. As deformações podem ser identificadas por recalques excessivos, aumento da taxa de recalque, recalques localizados ou trincas na crista ou nos taludes. Já o fluxo pode ser um indicativo de instabilização de barragens quando há surgência de água repentina no talude de jusante, nas ombreiras ou na base do vale; aumento do fluxo ou turbulência em regimes de fluxo já estabelecidos; mudança notável do nível piezométrico do corpo da barragem ou da fundação; subpressões no elemento de vedação e vazamento.

Os problemas mais freqüentes que podem gerar ruptura de barragens podem ser: “piping”; ruptura hidráulica, colmatção do filtro; mau dimensionamento do sistema de drenagem (exemplos: barragem de Apishapa, USA e barragem de Santa Branca); má compactação (barragem de Apishapa, USA); subpressão na laje do vertedouro (Barragem de Santa Maria); galgamento e liquefação (terremoto) (Sayão, 2002).

A instabilização de barragens de terra pode ocorrer devido à saturação do pé e uma conseqüente redução de resistência. Nestes casos, monitoramento da água através de poços de observação e dados da piezometria são essenciais. Poropressões elevadas na região do pé podem indicar uma falha no sistema de drenagem, um fluxo de água inadequado no núcleo ou piping devido a vazamento em juntas. Redução do suporte do pé devido à piping também pode resultar em ruptura, medidas emergenciais, quando tomadas a tempo podem evitar o colapso (Martin, 1993).

Ações antrópicas, também, podem vir a prejudicar a estabilidade de barragens. Ao longo da vida útil deste tipo de estrutura, é possível a ocorrência de mudanças na ocupação demográfica nas proximidades das obras. Isto pode alterar, por exemplo, o regime da bacia hidrográfica, sendo necessário nestes casos, fazer uma reavaliação da capacidade dos vertedouros, para que não ocorra galgamento da barragem. A qualidade da água também pode ser

alterada, podendo causar modificações químicas em estruturas metálicas, ou até mesmo interagir com os materiais do corpo da barragem resultando em perda de resistência, ou colmatação química do sistema de drenagem (Nogueira Júnior, 1986). Pierre (2002) relatou danos às estruturas metálicas da casa de força da UHE Curuá-Una causadas por componentes da água do reservatório.

Mudanças na vegetação podem, ainda, contribuir na deposição de sedimentos no reservatório, reduzindo sua capacidade de armazenamento de água e, em algumas vezes, levando a instabilização do talude de jusante. Isto justifica a necessidade de reavaliação periódicas das condições das barragens posto que a vida útil esperada pode ser superior a 100 anos.

Amorim (2001) relata o galgamento da barragem do Aipim, construída em 1996 no município de Antônio Gonçalves, BA. Esta barragem tem como principal finalidade o abastecimento de água e atende a uma população de 85.000 hab. Trata-se de uma barragem de terra de seção homogênea com altura de 28m (cota da crista 503m), extensão de 173m e borda livre de 1,5m. O sistema de drenagem interno é composto por um filtro chaminé de areia e tapete drenante horizontal. Possui dois piezômetros tipo Casagrande, um instalado no maciço de terra e outro no sistema de drenagem. Em março de 2001, ocorreu precipitação intensa, elevando o nível do reservatório em 5m, resultando num galgamento de 0,35m durante 20 minutos aproximadamente. Como consequência houve destruição total do talude inferior, que estava praticamente sem cobertura vegetal. A superfície do talude de jusante foi carregada com profundidade média de 1m desconfigurando completamente a seção original. Os drenos localizados no pé do talude de jusante foram completamente destruídos, as pedras foram lançadas a dezenas de metros a jusante e houve o acúmulo de um grande volume de material carregado dos taludes. Na ocasião, foram tomadas medidas emergenciais para evitar a ruptura generalizada da barragem, como colocação de sacos de areia no pé do talude de jusante. Posteriormente, o sistema de drenagem e a seção da barragem foram recompostos, sem haver necessidade de retirada da população de jusante.

As barragens estão, inevitavelmente, envelhecendo. ICOLD (1994) apresenta um estudo sobre o envelhecimento de barragens, englobando mais de 1000 casos históricos de diferentes países.

As 13 condições de deterioração das barragens de terra mais freqüentes identificadas pela ICOLD (1994) estão mostradas na Tabela 4.

Tabela 4 - Tipos de deterioração mais freqüentes em barragens de terra. (ICOLD, 1994).

Tipo de estrutura danificada	Tipo de deterioração	Número de casos	%
Fundação (solo ou rocha)	Deformação	11	3,7
	Perda de resistência e mudança no estado de tensão	24	8,1
	Erosão interna (piping)	64	21,5
	Degradação da fundação	12	4,0
Corpo da barragem (materiais de aterro)	Deformação	31	10,4
	Perda de resistência	18	6,1
	Aumento de poropressão	20	6,7
	Erosão interna (piping)	28	9,4
	Deterioração do aterro	32	10,8
	Erosão da face de taludes	56	18,9
outros	Mudança de permeabilidade	1	0,3
	Perda de aderência entre estruturas de concreto e o aterro	12	4,0
	Fluxo pela face de concreto	7	2,4

Não foi reportado nenhum caso de mudança de propriedades de materiais polímeros sintéticos.

### 2.2.2.

#### **Acompanhamento, recuperação e adequação de barragens**

A decisão da melhor forma de estabilização de uma barragem não é uma questão apenas técnica, sendo de determinação complexa.

Bowles (1993) apresenta uma metodologia para tomada de decisões no que se refere à reabilitação de barragens. Esta metodologia é dividida em 4 fases, onde são avaliados seqüencialmente os seguintes itens: a adequação hidráulica, a adequação estrutural, a implicação do aumento da deterioração na durabilidade da estrutura e, por último, o risco de ruptura. A decisão da forma e extensão da medida de recuperação deve ser baseada em uma avaliação cuidadosa do risco de ruptura e dos benefícios potenciais das alternativas de recuperação disponíveis. A decisão deve considerar modo de ruptura, probabilidade de ocorrência e conseqüências que uma ruptura poderia gerar.

WCD (2000) descreve uma outra metodologia denominada de “Failure Mode, Effect and Criticality Analysis” (FMECA), baseada em padronizações britânicas. Esta metodologia basicamente aplica critérios simples de engenharia a fim de identificar as áreas de maior risco. Os possíveis modos de ruptura são identificados, levando em consideração a probabilidade da ocorrência, o efeito da ruptura nas operações da barragem, no ambiente e na comunidade que seria

prejudicada. Para cada uma destas circunstâncias é atribuída um indicador, relativamente grosseiro, em uma escala de um a cinco. O método produz um resultado mais qualitativo e é apropriado na identificação de prioridades de ações em obras de recuperação.

Kupeman e outros (2001) apresentam critérios adotados pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) para análise de riscos associados a barragens. A Sabesp classifica o potencial de perigo de suas barragens baseada nos seguintes critérios: importância dentro das metas de operação da companhia, dimensões, tipo de barragem, tipo de vertedor, descarga de projeto e instalações a jusante. Três níveis foram estabelecidos para cada critério e cada projeto é classificado dentro dos níveis que mais se aplica. Valores numéricos foram atribuídos para cada nível, com valores mais altos refletindo potencial de perigo mais baixo. O sistema possibilita, a partir do acompanhamento continuado do comportamento da barragem, as tomadas de decisões acerca das necessidades de intervenções de manutenção, de estudos ou investigações complementares.

Menescal e outros (2001) propõem uma metodologia para avaliação do potencial de risco em barragens, na região do semi-árido brasileiro. A partir das informações técnicas de projeto e construção pode-se determinar a periculosidade (P) das estruturas. Com base no estabelecimento de critérios técnicos, econômicos, ambientais e sociais é definida a importância estratégica (I) daquelas obras. Com base nos dados de inspeção de campo e de leitura de instrumentação é efetuada uma avaliação preliminar da segurança, permitindo a estimativa da vulnerabilidade (V) das estruturas. O potencial de risco é calculado a partir destes três parâmetros (P, I e V) e permite priorizar ações de forma sistemática e estabelecer níveis para instrumentação, inspeção, sistemas de alerta e manutenção. Os autores fazem uma revisão de algumas metodologias propostas para avaliação de segurança de risco de barragens que subsidiam tomada de decisões de recuperação, planejamento de manutenção e até mesmo programas de seguros. São citados as metodologias propostas por Parsons, 1999 que sugere "Portfolio Risk Analysis" (PRA); Kuperman, 1995; Budweg, 1999 e Fusaro, 1999.

Segundo CBGB (1983), reavaliações da segurança de barragens e estruturas adjacentes devem ser feitas periodicamente. Os intervalos das inspeções dependem dimensões, tipo e idade das estruturas. O risco é referido à potencialidade de perda de vidas humanas e/ou danos a propriedades na área à

jusante da barragem, na eventualidade de galgamento, ruptura ou falha de operação da barragem ou das instalações anexas.

Segundo WCD (2000), a reabilitação de barragens de terra pode ser dividida em 3 categorias principais:

- i. reabilitação da estrutura de vedação, para reduzir o fluxo de água e uma eventual erosão interna subsequente;
- ii. aumento da estabilidade dos taludes;
- iii. recuperação da proteção superficial, para prevenir erosão do aterro ou recuperar elementos de vedação de face externa (barragens com face de concreto ou membranas no talude de montante).

Reparos nos elementos impermeabilizantes tem a finalidade de reduzir vazamentos pela barragem. Geralmente os volumes de água do reservatório perdidos por vazamentos não são significativos e não comprometem a viabilidade econômica dos reservatórios. Há vários casos reportados na literatura onde se concluiu que não seria economicamente vantajoso fazer a recuperação dos elementos impermeabilizantes, como exemplos podem ser citados, Gould e outros. (1993), Weaver (1993) e Hamel (1993). Porém, ressalta-se que, vazamentos de água podem gerar erosão interna ou aumento da poropressão no talude de jusante e ter como consequência a redução sua segurança.

Segundo a WCD (2000) há duas principais medidas para aumentar a estabilidade de taludes de barragens de terra. Primeiramente sugere-se a construção de bermas ou blocos no pé do talude de jusante, de maneira a suavizar o talude. A outra maneira é melhorar o sistema de drenagem para reduzir a poropressão no talude de jusante.

Instabilização do talude de montante geralmente está associado a ação de ondas, que podem fraturar o “rip rap”. Há algumas alternativas para solucionar este tipo de problema, entre elas está a utilização de painéis de concreto; reconstituição do “rip rap” utilizando material com granulometria maior ou uso conjunto de asfalto para cobrir a face do talude de jusante.

A forma mais comum de se detectar problemas na fundação é medindo-se a vazão e a turbulência do fluxo. As medidas mais freqüentes para a recuperação de fundações e ombreiras das barragens são: projeto de novos filtros para prevenir ou inibir o fluxo de partículas pela fundação, geralmente são colocados no talude de jusante; construção de drenos, galerias ou poços de alívio, para ajustar o gradiente hidráulico na fundação com níveis de segurança aceitáveis; grauteamento da fundação; execução de parede de diafragma contínua; execução de tapete impermeável a jusante. É freqüente que recalques

da fundação não comprometam a segurança da barragem, sendo necessário apenas recompor a crista da barragem para a cota original de projeto.

Ressalta-se que pode haver casos onde não é economicamente vantajoso executar obras de reabilitação, sendo preferível abandonar a barragem e executar um novo projeto.

### **Casos históricos**

Hamel e outros (1993) relatam o estudo de estabilidade e recuperação da barragem de Plane Nine, localizada em Altoona (EUA). Esta barragem foi construída em 1907, com a finalidade de armazenamento de água. Trata-se de uma barragem de terra homogênea assente sobre fundação permeável. A barragem apresenta um *"cutoff"* no pé do talude de montante de 8m de profundidade, feito com uma parede de argila de 1,5m de espessura e uma parede de concreto adjacente de 0,6m de espessura (Figura 7). Em 1936, após um período de chuvas intensas, foi construída uma parede de alvenaria de 1,0m de altura ao longo de toda a crista. Durante o período de operação a barragem apresentou surgências de água nas ombreiras, vazamento pela fundação e distorção na face de jusante. Em 1989 iniciaram estudos para aumento da capacidade do vertedouro e melhoria das condições de estabilidade da barragem e ombreiras. Concluiu-se que as deformações ocorridas na face do talude de jusante e as surgências de água não comprometiam a estabilidade da estrutura. Decidiu-se então pela não realização de obras de impermeabilização da fundação, pois o custo de obras como cortinas de *"jet grouting"* ou *"cutoff"* não se mostraram economicamente recomendados, quando comparados ao volume de perda de água do reservatório. Foram realizadas obras para a adequação do vertedouro e projeto de alteamento de barragem, com a utilização de barragens infláveis.

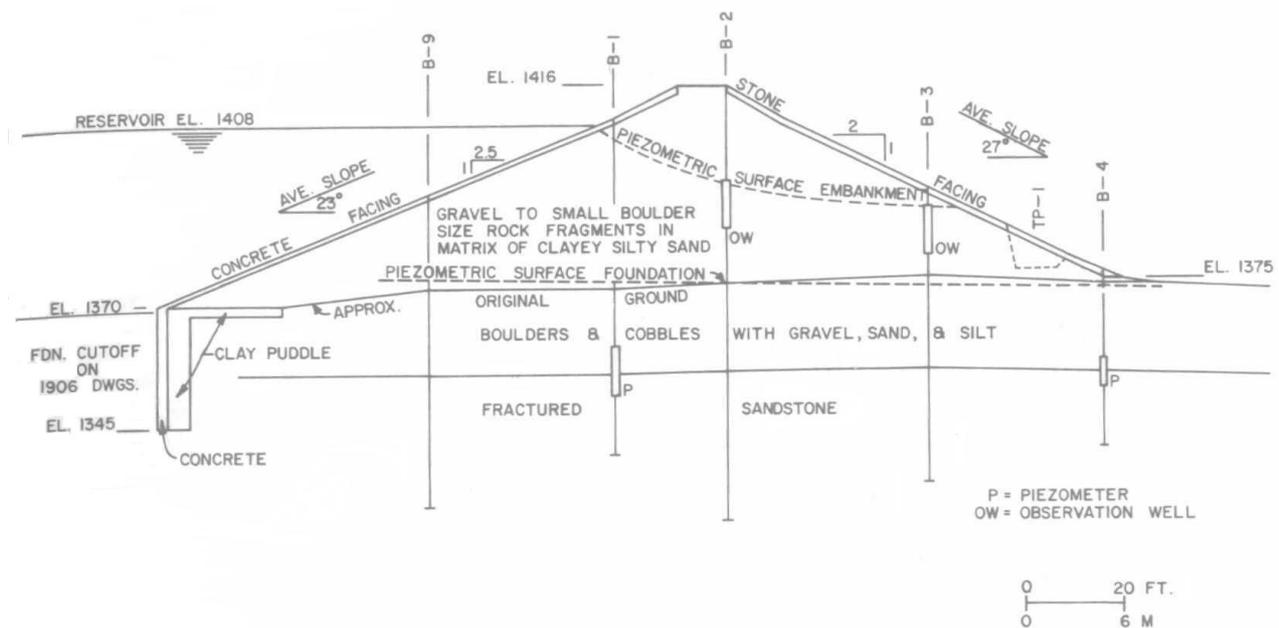


Figura 7 - Seção da barragem de Plane Nine, EUA (Hamel e outros, 1993)

Em 1984, a CBDB criou a comissão de Deterioração de Barragens Brasileiras com o objetivo de preparar um cadastro de casos brasileiros de deterioração de barragens e reservatórios e soluções adotadas para a recuperação destas obras (CBGB, \_\_\_\_). Foram relatados 132 casos relacionados com problemas de barragens de terra ou enrocamento.

Dentre estes casos cita-se a barragem de Piau localizada no município de Piau, MG. A barragem de terra, com comprimento de 95m, altura de 24,5m e vertedouro de soleira livre e tulipa, esta assentada em solo residual. A obra foi concluída em 1954. Durante a operação foi detectada percolação de água pelo maciço da barragem, provocando saturação do talude de jusante junto à ombreira esquerda. Esta ocorrência poderia favorecer o aparecimento de erosão interna ("piping"). Após inspeção visual e instalação de nova instrumentação, foi executado, a jusante do aterro da barragem e na ombreira esquerda, um sistema de drenagem profunda para rebaixamento do nível d'água. Este sistema era constituído de manilhas de concreto poroso posicionadas em profundidades de até 7m e extensão total de 60m. Foi feito preenchimento das valas com areia compactada e a superfície foi recomposta com proteção vegetal. Para controle da eficiência do sistema de drenagem foram instalados piezômetros na área reparada e medidores de vazão na saída do dreno. Com estas medidas, houve o rebaixamento da linha freática, tendo sido constatado que a água que saía dos drenos era limpa. Na fase de execução a obra houve mudança na conceituação

do sistema de filtro da barragem, com alteração do tapete horizontal para filtro vertical com coletores de manilha. Dessa forma, as águas de percolação pela fundação ficaram sem drenagem.

A barragem de Três Marias localiza-se no rio São Francisco, em Minas Gerais e foi concluída em 1961. O comprimento da Crista é de 2700m, altura máxima de 70m. Foram instalados, no corpo e fundação da barragem, 104 piezômetros distribuídos em 4 seções transversais, sendo 43 do tipo Casagrande, 39 do tipo pneumático, 12 do tipo hidráulico de tubo duplo e 10 do tipo corda vibrante. Na metade da década de 70 todos os 43 piezômetros do tipo Casagrande encontravam-se danificados, em decorrência de deficiência de métodos de instalação ou da própria vida útil do equipamento. Os piezômetros eram flexíveis (polietileno), constituídos por tubos de 3m de comprimento, cujas emendas foram rompidas, e se deformaram no interior do revestimento protetor, impedindo a passagem do sensor. Os piezômetros hidráulicos apresentavam deficiência na conexão da tubulação dupla de polietileno ao painel, resultando em vazamentos. Havia também danos no sistema de deaeração e circulação de água através da célula. Dos 39 piezômetros pneumáticos instalados, apenas um pequeno número encontrava-se em condições de recuperação. Em 1976, os 43 piezômetros Casagrande foram substituídos por 20 novos equipamentos do mesmo tipo. Em 1984, foram instalados novos sistemas de controle de deaeração e circulação de água para os piezômetros hidráulicos, sendo as leituras feitas por 12 manômetros. Foram tomadas medidas para circulação de água através das células e saturação das tubulações dos piezômetros pneumáticos cujos terminais foram acoplados a manômetros de leitura direta. Todos os piezômetros de corda vibrante instalados durante a construção estavam danificados, não permitindo sua recuperação.

O aproveitamento de Capivari-Cachoeira localizada na Serra do Mar, no litoral paranaense. A barragem homogênea de terra tem altura máxima de 60m e comprimento de 360m. É provida de filtro vertical, situado levemente a jusante do eixo da barragem. O filtro é interligado com um tapete drenante que se estende até o pé da barragem. Foi observada a deterioração gradual dos instrumentos da barragem, em especial de piezômetros de corda vibrante. Em meados da década de 80, apenas 6 de 30 piezômetros instaladas ainda forneciam leituras. Houve também, registros de problemas de obstrução de piezômetros tipo Casagrande. Após inspeção e análise dos instrumentos em funcionamento, concluiu-se que, com exceção dos piezômetros de corda vibrante, o número de instrumentos em operação é suficiente para monitorar o

funcionamento da barragem durante o período de operação. Ressalta-se que durante os períodos de construção e primeiro enchimento do reservatório é necessário um maior número de instrumentos para verificar as hipóteses adotadas em projeto e que durante estes períodos alguns instrumentos podem ser danificados, muitas vezes não há necessidade de substituição para monitorar o período de operação de uma barragem.

A barragem de Ilha Solteira localiza-se na divisa dos estados do Mato Grosso e São Paulo, próximo aos municípios de Pereira Barreto e Três Lagoas. Os estudos preliminares iniciaram em 1955, sendo a barragem inaugurada em 1974, com potência instalada de 3200MW. Possui três seções tipo diferentes: homogênea de terra, enrocamento e outra de concreto (ICOLD, 1982). Em 27 de dezembro de 1976 foi observado o início do processo de deslizamento da rampa de acesso à casa de força. A rampa foi construída com solo utilizado na barragem, aproveitando-se a rampa provisória de circulação de equipamentos durante a obra. Assim, a ligação da rampa com o maciço não recebeu o tratamento adequado e não teriam sido observados os critérios normais de construção e compactação, exigidos para estruturas definitivas. A instabilidade foi constatada pelo aparecimento de trincas no pavimento subsequente a longo período de chuvas excepcionais. Foram abertos poços de inspeção e furos de sondagem para verificação do estado do contato e profundidade das trincas, foram instalados dispositivos para a verificação de movimentos nas trincas e piezômetros para a verificação de subpressões. Foram realizados estudos de estabilidade e de alternativas de medidas corretivas, que envolveram execução de provas de carga no local. Como medidas corretivas foram executadas obras de impermeabilização e drenagem ao longo da pista na borda de montante, no encontro com o talude da barragem. Após a recapeamento superficial do pavimento, com material betuminoso, não foram constatadas novas trincas. As variações de pressões piezométricas e vazões começaram a ser acompanhadas. Foi recomendada a construção de uma rampa, obedecendo a critérios normais de compactação. Após novo estudo, com dados de instrumentação complementar instalada (piezômetros) e ensaios de laboratório, foi recomendada a reconstrução e reforço de um pequeno trecho da rampa. Os autores ressaltaram que obras provisórias não devem ser tomadas como definitivas sem um adequado estudo do problema a serem previstos, e tratamentos preventivos a serem aplicados ainda na fase de construção.

Oliveira e outros (2002) mostram estudos de reavaliação de segurança da barragem auxiliar 1 da UHE de Salto Santiago, inaugurada em 1980. Esta

barragem localiza-se no rio Iguçu, próximo a cidade Saudades do Iguçu, PR. Trata-se de uma barragem de terra zonada com núcleo inclinado de argila e com filtro tipo chaminé. Para o monitoramento das cargas de pressão e nível d'água foram instalados 15 piezômetros elétricos, 14 piezômetros tipo Casagrande e 20 poços de alívio. Porém, em 2001 cerca de 50% dos equipamentos estavam em operação. Os autores atribuem este fato ao tempo de utilização e a falta de manutenção destes instrumentos. Em 1998 foram observadas surgências de água na face do talude de jusante. Os dados da piezometria não indicavam saturação do talude de jusante. Para investigar a estabilidade da barragem foram determinados FS para 3 hipóteses de carregamento do reservatório. A primeira considerou o fim de construção (FS=1,537); a segunda considerou nível máximo do reservatório com o filtro em condições normais de funcionamento (FS=1,537); e a última hipótese considerou nível máximo do reservatório e filtro inoperante (FS=1,262). Para o cálculo dos FS foi utilizado o programa SLOPE/W com o método de Bishop e os parâmetros dos materiais foram utilizados os valores do projeto original. Os autores consideraram as informações da instrumentação apenas como qualitativa e não quantitativa. Face as incertezas, decidiu-se abrir trincheiras de inspeção nos locais de surgências. Os autores concluíram que as surgências verificadas na face do talude não eram provenientes da linha freática do maciço e sim de infiltrações superficiais de águas pluviais. As infiltrações ocorriam no contato entre o solo compactado e a camada de recomposição e proteção vegetal. A umidade do aterro encontrada em profundidade máxima de 0,5m, indicava que o maciço não apresentava condições de saturação. Como conclusão final a barragem auxiliar 1 foi considerada segura não havendo necessidade de obras de reabilitação.

Dell'Avanzi (1995) apresentou um estudo sobre a barragem de Santa Branca, localizada no rio Paraíba do Sul, próximo à cidade de Jacareí, SP. Trata-se de uma barragem homogênea de terra com filtros de areia vertical e horizontal. A barragem possui extensão de 320m e altura máxima de 55m. O final de construção e o primeiro enchimento do reservatório ocorreram no ano de 1959, desde então foram observados problemas no trecho de jusante da barragem. Em fevereiro de 1962, janeiro de 1965 e dezembro de 1966 ocorreram deslizamentos superficiais, em locais distintos, no talude de jusante. A causa provável destes deslizamentos foi atribuída à saturação excessiva da camada superficial. Em 1967 observou-se surgências de água na face do talude de jusante, junto as canaletas de drenagem e na altura da primeira berma na região central da barragem. Em 1969 constatou-se zonas encharcadas no talude

de jusante próximo à ombreira esquerda. A partir de maio de 1970 as surgências de água na face do talude de jusante tornaram-se permanentes. A partir da observação contínua de zonas encharcadas no talude de jusante, concluiu-se a inoperância do sistema de drenagem. Após estudos de estabilidade das ombreiras e do trecho central da barragem, optou-se pela construção de um reforço de solo compactado ao longo do talude de jusante visando melhorar as condições de segurança (Figura 8). O reforço foi executado em 1989. O material utilizado no reforço foi obtido nas mesmas áreas de empréstimos da execução original da barragem.

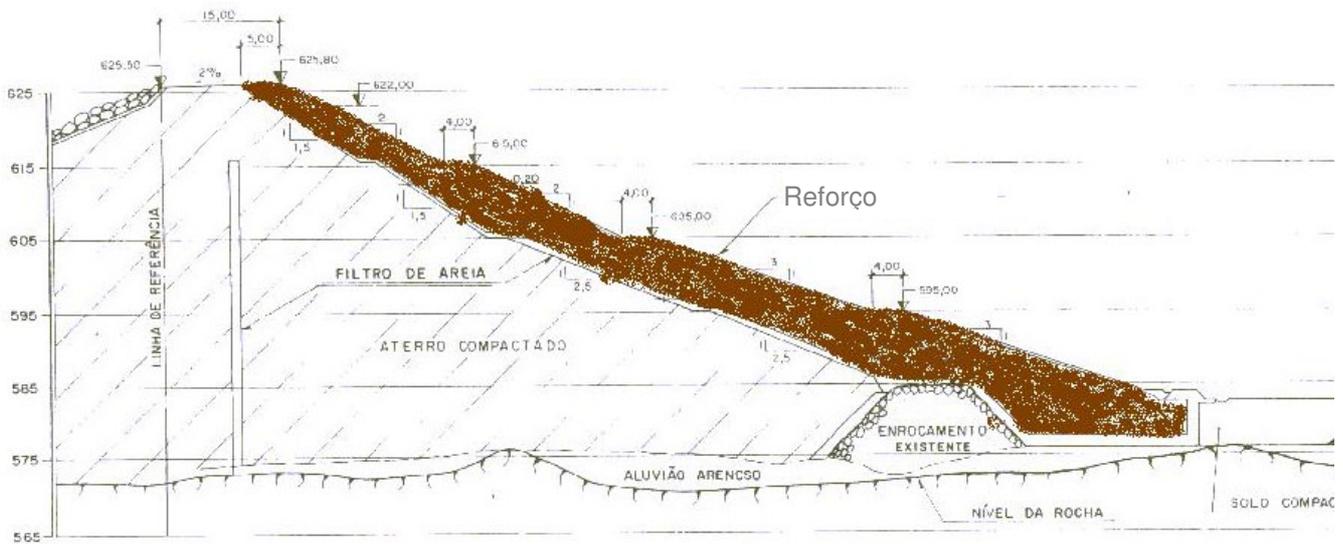


Figura 8 - Reforço da barragem de Santa Branca (Dell'Avanzi, 1995)

### 2.2.3. Métodos de alteamento

Existem diversas metodologias e objetivos para executar o alteamento de uma barragem. A principal finalidade de realizar o alteamento de barragens é satisfazer critérios de projetos para modificação de operação de uma estrutura já existente. Os objetivos podem ser aumentar produção de energia elétrica, aumentar a capacidade de armazenamento de reservatórios, aumentar o FS de estabilidade dos taludes da barragem e melhorar a proteção contra prováveis cheias.

Segundo Sousa e Pinto (2001) a cheia de projeto definida pela ICOLD é a cheia cuja probabilidade e importância são escolhidas de maneira a garantir a segurança da barragem de acordo com os padrões de segurança apropriados, levando em consideração as conseqüências sociais e econômicas da ruptura. A

segurança ao galgamento da barragem verificada para a cheia de 10.000 anos de período de retorno sendo requerida uma borda livre mínima de 0,5 m para esta condição extrema. Porém é freqüente a carência de dados históricos para a definição das condições da hidrologia local.

Toran (1958) apresenta um estudo sobre alteamento dos diversos tipos de barragens, incluindo uma revisão histórica, as finalidades e aspectos teóricos sobre projetos de alteamento. Além disso, apresenta um método de projeto para alteamento de barragens de concreto. O caso mais antigo de alteamento de barragem de terra relatado é a barragem de Torre Del Aguila (Espanha) que foi construída em 1932 e o alteamento executado em 1958. A altura da barragem passou de 25m para 29m. O caso mais antigo relatado de barragem de enrocamento é a barragem de Tansa (Índia) que foi construída em 1892 e o alteamento executado em 1914. A altura da barragem passou de 36m para 39m. Sobre barragens de terra, o autor alerta para o problema da interface entre o material da barragem existente e o novo aterro, ressalta problemas que podem estar associados à diferença de rigidez entre os materiais e sobre importância que deve ser dada ao material do núcleo. O autor enfatiza que o processo de alteamento pode aumentar a estabilidade dos taludes de barragens, seja por redução da inclinação do talude ou pela utilização de materiais com propriedades de resistência melhores.

Segundo Sherard (1963) problemas especiais de projeto podem surgir quando uma barragem precisa ser alteada. As considerações são essencialmente as mesmas para o projeto de uma nova barragem, porém, há a vantagem de não se ter a etapa associada ao desvio do rio. O principal problema enfrentado nos projetos de alteamento de barragens refere-se a adequação do vertedor. Se o alteamento a ser executado é pequeno (poucos metros) podem ser necessárias apenas medidas simples para a adequação do vertedor e da bacia de dissipação. Por outro lado, dependendo da altura do nível do reservatório a ser elevado, pode ser necessária a construção de um novo vertedor e isso pode inviabilizar economicamente a execução da obra. A experiência tem mostrado que quando a altura necessária a ser alteada é pequena em relação à altura original da barragem o núcleo antigo pode ser incorporado a nova configuração da barragem. Por outro lado, quando a necessidade de aumento de altura for grande, geralmente a solução mais econômica é a construção de um novo núcleo e utilizar a barragem antiga apenas como uma ensecadeira durante a nova fase de construção (exemplo: barragem de Aswam, Egito). No projeto de alteamento pode-se ainda melhorar

as condições de segurança de taludes de montante. É recomendável que sejam investigadas as propriedades do material da barragem já existente e da fundação a fim de se determinar as condições atuais de operação e para auxiliar a tomada de decisão de projeto final.

A seguir estão resumidas algumas características dos principais métodos de alteamento de barragens.

A forma mais comum de executar o alteamento de barragens de terra é executar um aterro onde todo o material novo compactado é colocado acima da crista e sobre o talude de jusante da barragem antiga. A grande vantagem desta metodologia é que não há necessidade de rebaixamento do nível do reservatório e a operação da barragem pode continuar sem grandes problemas operacionais.

Barragens de enrocamento com face de montante impermeável, constituídas de membranas de material manufaturado, podem ser facilmente alteadas por esta metodologia (Sherard,1963). Um exemplo do uso deste tipo de metodologia é a barragem de Montgomery, localizada no estado do Colorado, EUA. Trata-se de uma barragem de enrocamento com face de montante impermeável de concreto asfáltico. O projeto previa fases de alteamento da barragem, esta metodologia foi escolhida devido à facilidade executiva (Scott, 1958).

O alteamento da barragem pode estar previsto no projeto inicial da estrutura, são barragens construídas em fases ou estágios. Esta metodologia construtiva é comum em obras de mineração, mas pode ser utilizada em barragens de terra.

Antonopoulos e outros (1994) descrevem o alteamento da barragem de Al-Wehdah, localizada no rio Yarmouk na Jordânia (Figura 9). É uma barragem de enrocamento com face de concreto de 60m de altura sendo previsto no projeto um alteamento de 40m. A principal preocupação foi a junta da face de concreto. Foram verificadas as condições gerais do concreto existente, a resistência e a estanquidade.

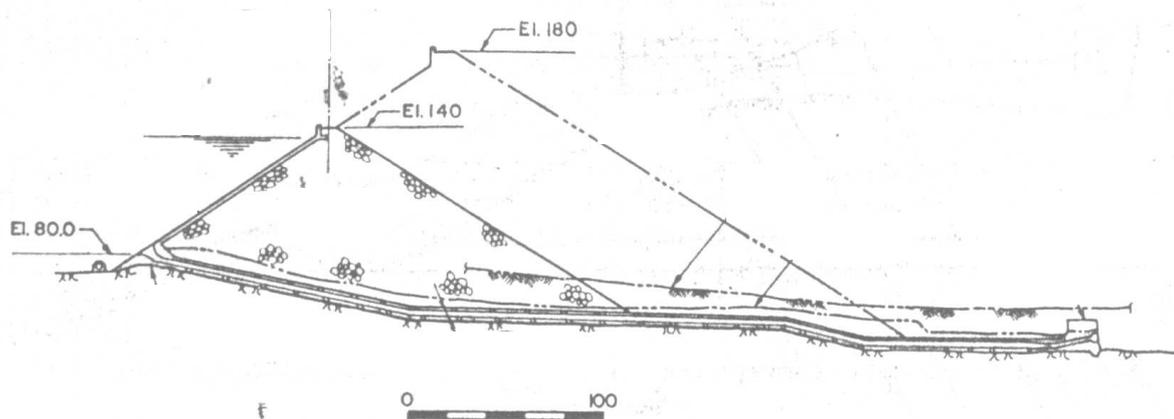


Figura 9 - Alçamento da barragem de Al-Wehdah (Antonopoulos e outros, 1994)

Chacinski e outros (1994) descrevem uma análise do mecanismo de ruptura da barragem de Iwiny (Polônia). Trata-se de uma barragem de terra construída em 3 fases como pode ser visto na Figura 10. O primeiro estágio era uma barragem de areia com 16m de altura (I), posteriormente houve um alçamento de 4m (II) seguido pelo terceiro e último estágio com 3,2m (III). A barragem rompeu em 13 de dezembro de 1969 com altura total de 23,2m.

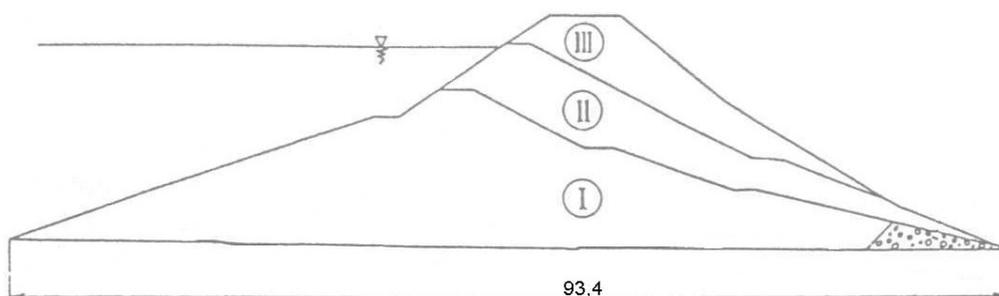


Figura 10 - Etapas do alçamento da barragem de Iwiny (Chacinski e outros, 1994)

Antonopoulos e outros (1994) relatam a experiência adquirida em vários projetos de alçamento de barragens já existentes, entre eles estão as barragens de King Talal (Jordânia), Al Wehdah (Jordânia) e Guri (Venezuela). O autor afirma que o alçamento da barragem pelo talude de jusante é comum para pequena elevação da cota da crista, entre 1 e 3m, e que é geralmente executado com o mesmo material da barragem original. A inclinação do talude final é ligeiramente mais íngreme que a configuração original. Estes pequenos alçamentos, geralmente têm a finalidade de aumentar a segurança da barragem para a cheia máxima provável do rio, que tenha sido reavaliada com atualizações de dados hidrológicos da região.

A barragem de King Talal (Figura 11) foi construída na metade da década de 70 com altura de 100m. Localiza-se na Jordânia e tem como finalidade armazenamento de água e irrigação. No projeto estava previsto um alteamento posterior de 7m, porém decidiu-se elevar 15m. Esta modificação levou a necessidade da construção de uma barragem auxiliar de concreto com 45m de altura, modificação na rampa do vertedouro, galerias de drenagem e uma parede de "cut off". A barragem de King Talal foi alteada com material de preenchimento compactado na face de jusante, sendo o núcleo alteado simultaneamente. Foram feitos ensaios de laboratório no material da barragem para definir propriedades do solo do aterro (Antonopoulos, 1994).

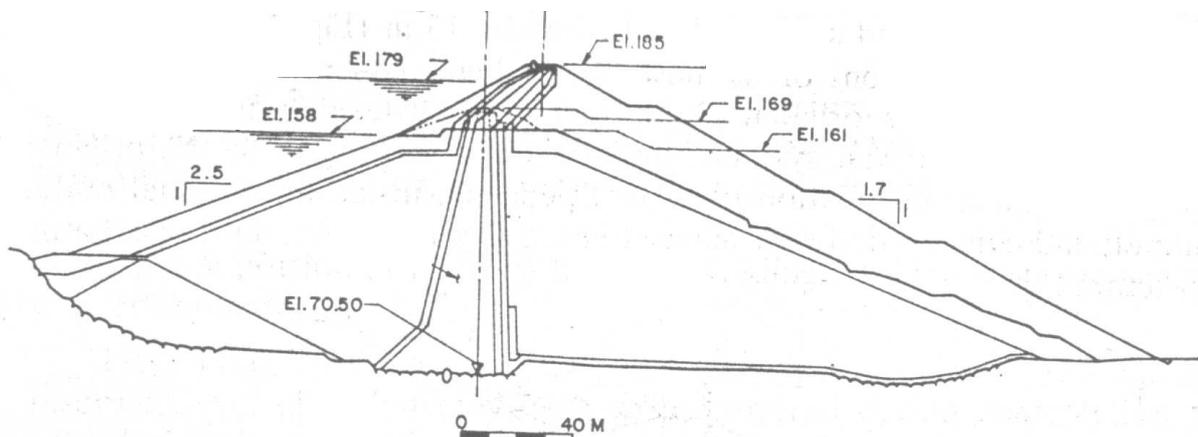


Figura 11 - Barragem de King Talal ( Antonopoulos, 1994)

DE Fries (1982) descreve a barragem de Guri. Esta barragem, também chamada de Raúl Leoni, localiza-se no rio Caroni, próximo à cidade de Guri na Venezuela e é a segunda maior usina hidrelétrica do mundo em produção de energia (10GW), só perdendo para Itaipú (12,6GW). Na década de 70, começaram obras de alteamento, elevando a altura da barragem de 58m para 202m. O complexo inteiro envolveu a construção de duas novas barragens de concreto, uma barragem de enrocamento e duas barragens de terra, além de uma nova casa de força. Na Figura 12, pode ser visto um esquema da seção transversal da barragem de terra e do alteamento. O processo de alteamento foi construído a jusante, sendo necessário à construção de novo núcleo devido a grande dimensão do alteamento.



foi escavada em 1,5m, de modo a viabilizar uma fundação adequada para o solo reforçado. Para o controle do fluxo foi utilizada uma membrana impermeável adjacente à parede de blocos de concreto, além disso, os materiais utilizados no aterro atendiam a uma granulação que permitisse um sistema de coleta e drenagem das águas não barradas pela membrana impermeável. Devido ao carregamento provocado pelo peso do aterro e da carga de água do reservatório foram feitas análises de estabilidade da barragem, estática e dinâmica, para condições de cheia máxima.

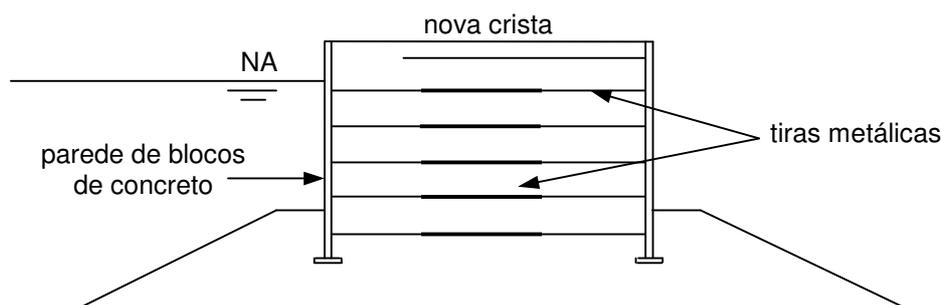


Figura 13 - Alteamento de barragens utilizando solo reforçado

Uma outra maneira de realizar o alteamento de barragens já existentes é através da instalação de um elemento inflável, feito de borracha, instalado na crista da barragem (Figura 14). Esta tecnologia não é muito conhecida no Brasil, porém é utilizada há mais de 50 anos em outros países como Japão, Estados Unidos, Austrália e França (Ota, 1991). As barragens infláveis são elementos represadores pré-fabricados, podendo atuar como vertedor para o controle de vazão de efluentes.



Figura 14 - Barragem inflável (<http://www.satujo.com>)

A membrana da barragem de borracha é geralmente preenchida com o ar, podendo também ser utilizado água. O uso de barragens infladas por ar é mais freqüente devido a velocidade de operação (inflar e esvaziar) é maior, as cargas na fundação são menores (Figura 15).

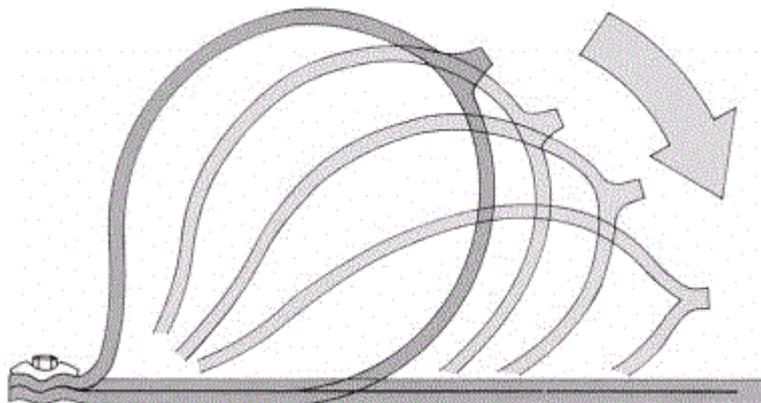


Figura 15 - Sistema de operação (<http://www.satujo.com>)

As principais vantagens das barragens infláveis são a excelente estanqueidade; peso próprio reduzido; possibilidade de desobstruir o escoamento quando esvaziada, permitindo, inclusive, a passagem de sedimentos; não possui partes móveis sujeitas ao atrito e à ferrugem, conduzindo a um baixo custo de manutenção; dispensa pilares intermediários, não há limitação teórica do comprimento da barragem (é desprezível a tensão transmitida neste sentido); o material constituinte (borracha) é resistente ao ataque de diversos elementos químicos, permitindo o seu contato com esgoto e água salgada, por exemplo; dependendo da forma de fixação da lona, pode receber esforços tanto no sentido de montante para jusante, como de jusante para montante. Dessa forma, pode ser utilizada como órgão divisório de reservatórios, permitindo o esvaziamento de qualquer um dos lados do reservatório.

As barragens infláveis apresentam certas desvantagens inerentes à sua própria constituição, como vulnerabilidade ao vandalismo, possibilidade de serem danificadas por flutuantes de grandes dimensões e a necessidade de bombas de ar ou água e tubulação para serem infladas.

Hamel e outros (1993) relatam a intenção de utilização desta solução na barragem de Plane Nine (Altoona, EUA) para elevar o nível do reservatório, aumentando a capacidade de armazenamento de água.

### 2.3. Instrumentação de barragens

A instrumentação de barragens assume diferentes características e finalidades dependendo da etapa da obra que se deseja analisar. Costuma-se dividir em 3 fases principais os estudos do comportamento de uma barragem: período de construção, primeiro enchimento do reservatório e comportamento durante a operação. Além disso, instrumenta-se barragens para investigar comportamentos anômalos da estrutura.

Os principais objetivos da instrumentação de barragens são: verificação das hipóteses, critérios e parâmetros adotados em projeto; verificação da adequação dos métodos construtivos; verificação das condições de segurança. A instrumentação pode ainda viabilizar o aprimoramento de um determinado projeto, visando obter condições mais econômicas e seguras.

Segundo Penman (1982) a maioria das barragens antigas de pequeno porte, menores que 15m, não possuem instrumentação além de medidores de vazão. Segundo o autor, entre 1960 e 1975, foram construídas muitas barragens com alturas superiores a 90m, que também possuem apenas medidores de vazão. Após um número significativo de acidentes, a instrumentação começou a ser largamente difundida. Artur (1977) relata o caso da barragem de Teton, que tornou-se um marco para a Engenharia mundial, e foi uma lição que custou 11 vidas e milhões de dólares. A barragem de Teton localizava-se no sudeste do estado de Idaho (EUA). A barragem rompeu após o final do primeiro enchimento em junho de 1976. A barragem apresentava uma altura de aproximadamente 93m e comprimento de 975m com apenas medidores de vazão e poços de inspeção. Dois dias antes da ruptura, surgências começaram a ser observadas, primeiramente pelas ombreiras e depois pelo dreno de pé do talude de jusante. A barragem rompeu por erosão regressiva (“piping”).

A grande evolução da prática da instrumentação no Brasil pode ser observada pelo número crescente de projetos que incluem instrumentação.

Peck (1985) afirma que a instrumentação é freqüentemente sub-utilizada apesar de viabilizar a quantificação de parâmetros e resolver questões importantes. Em alguns países, a regulamentação de segurança de barragens exige a instalação de inclinômetro, células de recalque e piezômetros no núcleo de barragens de terra, o autor questiona tal exigência. Para Peck, apenas em condições atípicas, deve-se instrumentar o núcleo de uma barragem de terra para verificar as hipóteses assumidas em projeto. Isto é justificado pelo fato que

a instalação de instrumentação, mesmo sendo cuidadosa, introduz um grau de heterogeneidade no maciço, e pode ser a causa direta de problemas como “sinkholes”. O enfraquecimento potencial que a instrumentação pode ocasionar deve ser confrontado com os benefícios potenciais que a instrumentação pode oferecer. Em contraste com o que ocorre na região do núcleo, piezômetros instalados no material de fundação, perto do pé do talude de jusante, podem detectar subpressões que são de difícil determinação com precisão na fase de projeto, além disso, podem servir como base para definição de níveis de segurança da barragem.

DE Fries (1982) descreve o processo de análise da instrumentação da fundação e corpo da barragem de Guri durante o seu processo de alteamento. Esta barragem, também chamada de Raúl Leoni, localiza-se no rio Caroni, próximo à cidade de Guri na Venezuela. Atualmente é a segunda maior usina hidrelétrica do mundo em produção de energia (10GW), só perdendo para Itaipú (12,6GW). O programa de instrumentação da barragem de Guri foi um dos mais ambiciosos reportados na literatura, possui aproximadamente 1800 dispositivos que fornecem mais de 40000 resultados por mês. Para o processamento dos dados, foi idealizado um sistema que utiliza 250 programas computacionais, que foram subdivididos em 7 subsistemas, permitindo a visualização dos dados em tempo real.

As grandezas medidas por instrumentação em barragens são basicamente: nível d'água, poropressão, deslocamentos, tensão total, vazão e sismos. O princípio dos transdutores e sistemas de aquisição de dados podem ser: mecânicos, hidráulicos, pneumáticos ou elétricos. Dunicliff (1988) faz uma descrição detalhada do princípio de funcionamento de cada um destes sistemas.

A seguir estão listados alguns dos principais instrumentos utilizados em barragens de terra. A começar pelos equipamentos mais simples.

### **2.3.1. Medidor de NA**

É provavelmente o instrumento mais simples e tem por objetivo determinar a posição da linha freática, por isso, também é conhecido como medidor de nível d'água (Figura 16). É necessário apenas a execução de um furo de sondagem ou poço, com a determinação da cota do nível d'água por qualquer tipo de sistema de aquisição de dados. Consiste basicamente em um tubo perfurado, geralmente de PVC, envolto por um material filtrante e outro drenante. Na

superfície do terreno é selado o espaço entre o furo e o tubo e é colocado uma caixa de proteção na superfície para evitar que águas superficiais entrem na tubulação e mascarem os resultados..

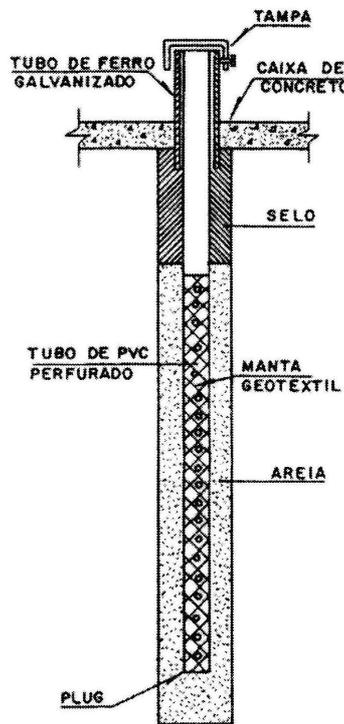


Figura 16 - Medidor de NA (Cruz, 1996)

As principais causas para que um medidor de nível d'água tornar-se inoperante ou perder eficiência são: a obstrução do tubo por queda de objetos em seu interior, cisalhamento do tubo inserido no maciço do solo e a colmatação dos orifícios do tubo ou do material drenante, com conseqüente aumento do tempo de resposta. Nos dois primeiros casos, o instrumento ficará inoperante se a obstrução estiver situada acima ou na faixa de oscilação do nível d'água.

### 2.3.2. Piezômetros

Os piezômetros têm como finalidade a definição de poropressões e podem ser instalados em diversas posições na barragem (maciço, sistema de drenagem e fundação).

Atualmente existem diversos tipos de piezômetros, com características peculiares. Segundo Dunncliff (1988) não existe um consenso sobre qual o

melhor instrumento a ser utilizado. A seguir será feito um breve resumo dos principais tipos.

### ***Piezômetro de tubo aberto***

É o mais simples e o mais utilizado de todos os piezômetros, provavelmente devido à facilidade de execução, baixo custo e bons resultados. O processo construtivo é semelhante ao do medidor de NA, porém com selo não apenas na superfície do terreno (Figura 17). As principais diferenças são o comprimento do trecho perfurado e na extensão do trecho do furo preenchido com material drenante, geralmente limitado entre 1,0 a 1,5m.

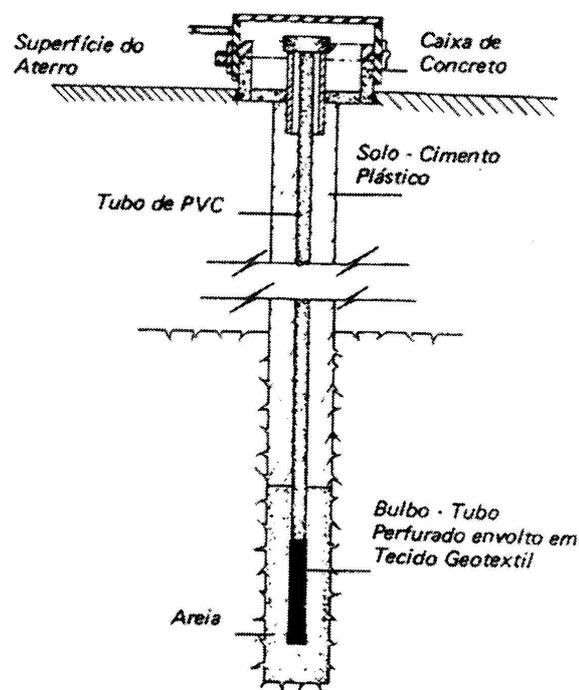


Figura 17 - Esquema de piezômetro de tubo aberto (Cruz, 1996)

Dentre as principais vantagens deste instrumento podem ser a confiabilidade, durabilidade, sensibilidade, possibilidade de verificação de seu funcionamento através de ensaio de recuperação do nível d'água. Permite uma estimativa do coeficiente de permeabilidade do solo próximo ao instrumento, e baixo custo.

E as suas limitações são: interferência no canteiro de obras, não ser adequado para determinar poropressões no período construtivo, dificuldade de instalação a montante de barragens devido ao reservatório (dificuldade de acesso para leituras).

Um outro problema que este tipo de piezômetro pode apresentar é o tempo de resposta. Segundo Cruz (1996), dependendo do tipo de solo, o tempo de resposta pode variar de alguns minutos até semanas. Para barragens de terra um tempo de resposta de até uma semana não apresenta maiores conseqüências.

O piezômetro Casagrande é constituído por uma tubulação de 0,375” (aproximadamente 1cm) conectado a um elemento poroso cilíndrico feito de material cerâmico e é o piezômetro de tubo aberto mais utilizado. Foi desenvolvido por Casagrande durante a construção do aeroporto de Logan, Boston (Dunnicliff , 1988).

Existem vários procedimentos de leitura para piezômetros de tubo aberto, cujos principais estão descritos a seguir. Todas estas metodologias podem ser usadas em poços de inspeção, para fazer leituras e, dessa forma, definir o nível d’água.

⇒ “Electrical dipmeter”: A leitura pode ser feita através de um cabo elétrico com dois condutores, graduado de metro em metro, possuindo na extremidade um sensor constituído por eletrodos dispostos concentricamente, isolados eletricamente entre si. O sensor é introduzido no tubo do instrumento e ao atingir o nível d’água, a água fecha o circuito elétrico formado pelo conjunto sensor/cabo/sinalizador/bateria. A condição de leitura é percebida pelo sinalizador, que pode ser sonoro, por luz, ou um galvanômetro deslocamento do ponteiro de um galvanômetro. A leitura é referida à extremidade superior do tubo de PVC, e é obtida através de trena ou metro de madeira com precisão de centímetros;

⇒ Transdutores de poropressão: transdutores pneumáticos, corda vibrante ou “*strain gage*” (resistência elétrica) podem ser instalados na tubulação do piezômetro, em posição abaixo do menor nível piezométrico esperado. A principal vantagem destes dispositivos é a possibilidade de fornecer leituras de forma remota, e a principal desvantagem é a necessidade de calibrações periódicas dos transdutores.

⇒ Leitor auditivo (ohmímetro): Sandroni (1980) descreve um sistema de leituras de piezômetros, constituído de um circuito com uma fonte sonora. Quando a tubulação encosta na água, o sistema é fechado e a emissão sonora é cessada.

Dunnicliff (1988) descreve alguns tipos especiais de piezômetros de tubo aberto, especificamente projetados para serem instalados em solos não

saturados, solos em adensamento e para regiões onde há risco de congelamento da água no solo.

### ***Piezômetro pneumático***

Seu funcionamento baseia-se no equilíbrio de pressões atuantes em um diafragma flexível, onde de um lado atua pressão da água que se deseja medir, e do outro lado atua um gás sob pressão (geralmente nitrogênio). A pressão deste gás é variável e controlada por um manômetro situado em um painel de controle. A conexão pneumática entre o piezômetro e o painel é feita com dois tubos flexíveis, denominados de alimentação e retorno. Esta tubulação é conectada em um diafragma flexível por dois orifícios. Existe uma cavidade, preenchida por água, responsável por transmitir a poropressão do solo ao diafragma. Esta cavidade está em contato com o solo por uma pedra porosa cerâmica ou de bronze sintetizado (Figura 18). Quando a pressão da água supera a do gás, o diafragma veda os dois orifícios e não há fluxo (retorno) do gás. Quando a pressão do gás supera a da água, a membrana deforma ligeiramente, permitindo a passagem livre do gás.

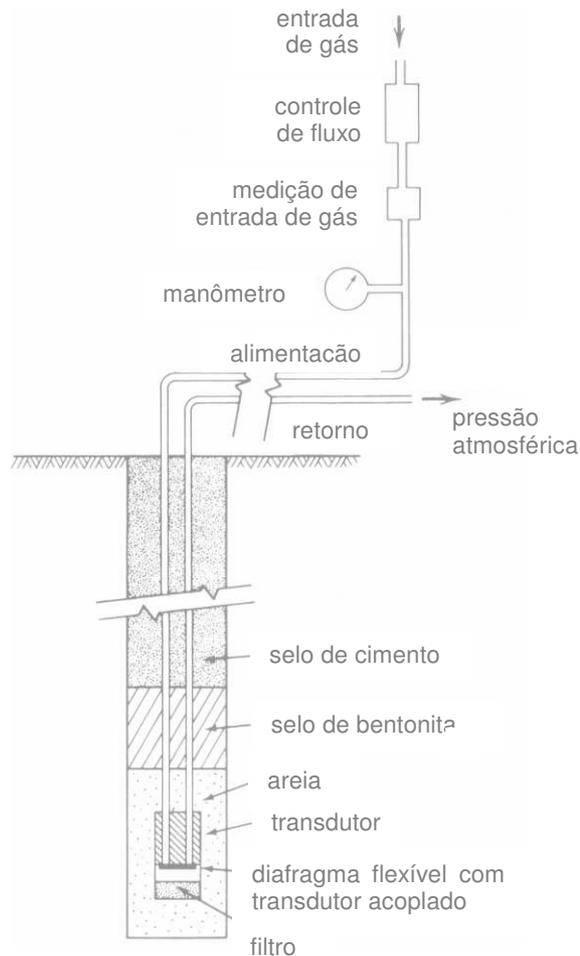


Figura 18 - Esquema de piezômetro pneumático (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

O procedimento de leitura consiste basicamente em aumentar gradativamente a pressão do gás comprimido e observar a indicação de retorno no painel de controle. Deve-se então, fechar as válvulas de pressão de gás e aguardar a estabilização.

Segundo Cruz (1996) as principais vantagens deste instrumento são leitura centralizada, menor interferência no canteiro de obra (exceto durante a fase de abertura das trincheiras); não interferência dos recalques sofridos pelos instrumentos sobre as medidas; inexistência de limitações quanto a localização do instrumento; leitura simples e rápida, não necessidade de circulação de água deaerada pelas tubulações; impossibilidade de fornecer água ao maciço; não interferência de pressão atmosférica; tempo de resposta relativamente pequeno; tecnologia de fabricação não muito complexa.

E as suas limitações são menor confiabilidade para medida de poropressões negativas (existem piezômetros pneumáticos especiais para medir poropressão negativa); há necessidade de calibração periódica dos manômetros;

e problemas relacionados com as deformações do diafragma flexível, que estão detalhadas em Dunnycliff (1988).

Segundo Cruz (1996) alguns tipos de piezômetros pneumáticos, devido a deficiências de projeto e fabricação, apresentam alta porcentagem de perda, até mesmo antes da instalação. Os instrumentos mais recentes entretanto, têm apresentado durabilidade e confiabilidade satisfatórias.

### ***Piezômetro hidráulico de tubo duplo***

O piezômetro hidráulico de tubo duplo também é conhecido como piezômetro hidráulico fechado. Este piezômetro foi desenvolvido para ser instalado na fundação ou no aterro durante o período de construção. O sistema consiste em um elemento de filtro poroso conectado à dois tubos flexíveis, que possuem manômetros na outra extremidade (Figura 19). Este piezômetro é indicado principalmente para monitoramento durante a fase de operação de barragens de terra sendo dessa forma um instrumento projetado para ter uma vida útil longa. Algumas vezes é utilizado para a medição de poropressão durante a fase de construção e primeiro enchimento do reservatório.

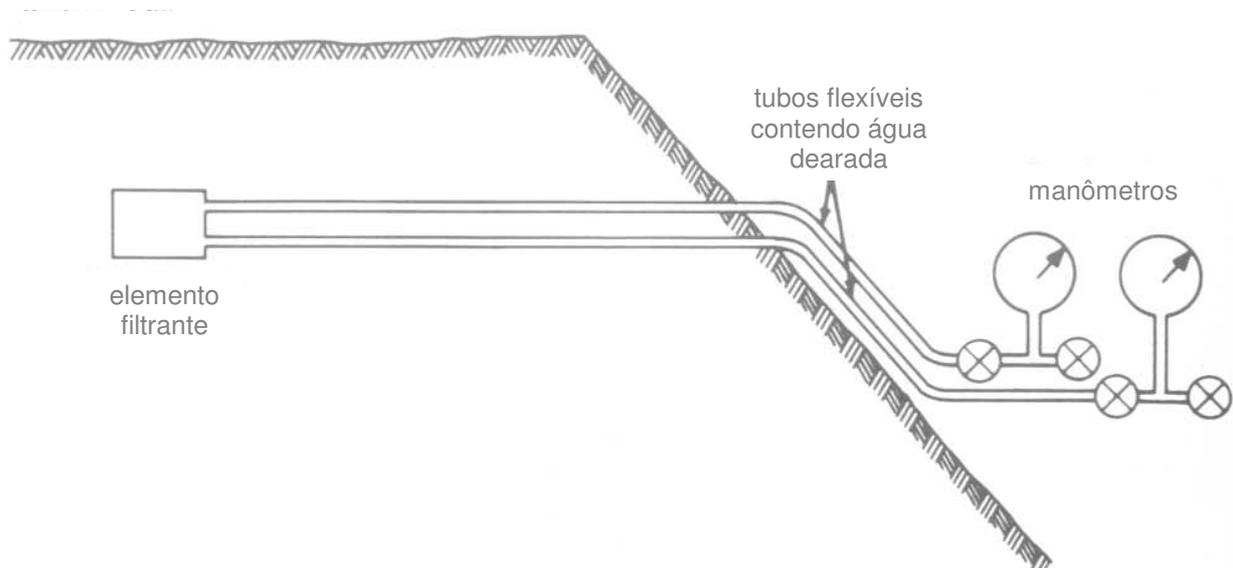


Figura 19 - Esquema de instalação de piezômetro hidráulico de tubo duplo (Dunnycliff, 1988 – adaptado)

A definição do nível piezométrico é dado pela soma da carga de elevação e da carga de pressão dos manômetros. O valor adotado como o nível piezométrico do ponto é a média dos valores indicado por cada manômetro. A saturação dos tubos flexíveis é feita com água deaerada. Se a saturação for

perfeita, os valores dos dois manômetros indicam o mesmo nível piezométrico. Caso haja entrada de ar no sistema, é necessária a retirada deste ar, isto justifica a razão de serem colocados dois manômetros com tubulações independentes.

As principais diferenças, quanto ao funcionamento, entre os piezômetros hidráulico e pneumático são: o tipo de fluido utilizado para leitura (água vs gás); inexistência de membrana diafragma, conseqüentemente, a água contida nos poros do solo ou nas fraturas da rocha fica em contato direto com a água contida no instrumento.

A saturação das tubulações é obtida através da circulação de água destilada e deaerada, por meio de equipamento específico.

O piezômetro hidráulico apresenta as seguintes vantagens: técnica e construção simples; permite a avaliação de poropressões negativas; o elemento sensor é acessível; permite a realização de ensaio de permeabilidade *in situ*.

Suas limitações são: não é indicado para cotas de instalação muito maiores que a do terminal de leituras, pois pode perder a saturação em operação incorreta dos vários registros de que é dotado o painel de leituras; possibilidade de fornecer água ao maciço durante as operações de deaeração das tubulações, situação particularmente danosa quando a altura do aterro sobre o instrumento é pequena, indicando, com a subida do aterro, poropressões irreais (Mello, 1981, citado por Cruz 1996); necessidade de operações demoradas e relativamente complexas para deaeração das tubulações e manutenção do sistema, implicando o envolvimento direto de um engenheiro ou técnico; tempo de leitura relativamente grande para solo pouco permeáveis; recalques ocorridos com os instrumentos afetam os resultados.

### ***Piezômetro de corda vibrante***

Os piezômetros de corda vibrante possuem um diafragma metálico separando a água do solo do sistema de medição. Como pode ser visto na Figura 20, uma corda tensionada é acoplada ao centro do diafragma de tal forma que um deslocamento do diafragma causa uma mudança de tensão na corda. Através de calibrações é possível determinar a poropressão (Dunnicliff, 1988).

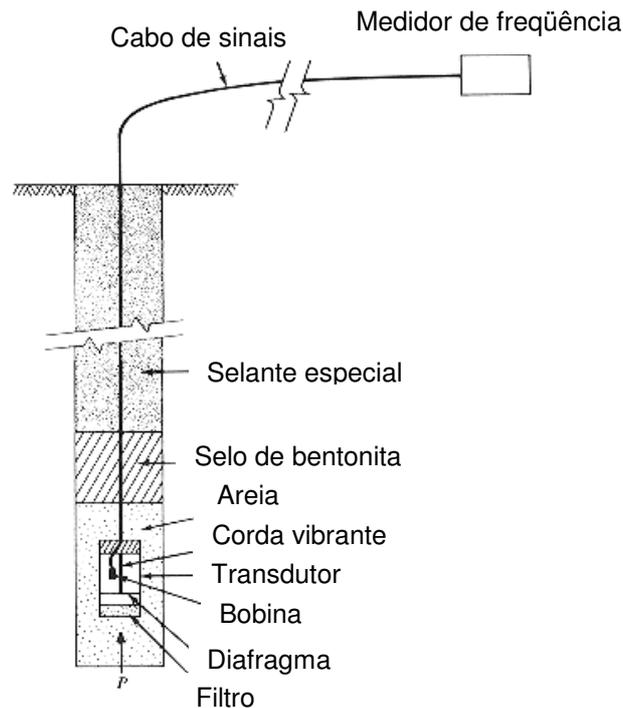


Figura 20 - Esquema de piezômetro de corda vibrante (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

Cruz (1996) alerta para o fato de que este tipo de equipamento necessita de blindagem eletromagnética, pois pode haver influência do meio no sistema de medições. Campos eletromagnéticos provocados por linhas de alta tensão, subestações, unidades geradoras, etc. podem reduzir a níveis de baixa confiabilidade este tipo de equipamento. O autor cita o caso da UHE de Nova Avanhandava, localizada no rio Tietê, próximo ao município de Buritama e Brejo Alegre (SP), inaugurada em 1982. Durante um fim de semana os cabos de aterramento de piezômetros de corda vibrante ficaram expostos. Um funcionário utilizou estes cabos para fazer o aterramento de um equipamento elétrico alimentado com 440V. Isto provocou uma descarga elétrica que resultou na danificação de 10 piezômetros, instalados na fundação e núcleo da barragem.

Dunnicliff (1988) sugere que piezômetros de corda vibrante, blindados, manufaturados, são confiáveis, precisos e têm tempo de resposta curto.

### ***Piezômetro elétrico***

O princípio de funcionamento do piezômetro elétrico está ilustrado na Figura 21. Segundo Cruz (1996) os piezômetros elétricos, de modo geral, apresentam os mais baixos tempos básicos de resposta, devido ao pequeno volume de água que o maciço precisa fornecer para o diafragma do transdutor deslocar. Outra vantagem consiste na possibilidade de efetuar medidas dinâmicas de poropressão com registro contínuo, recurso importante para

instrumentação de barragens em regiões que apresentam sismicidade significativa. Outras vantagens dos piezômetros elétricos são possibilidade de automação de leituras, possibilitando o monitoramento remoto, e a medida de poropressões negativas. O autor relata o caso de dois piezômetros elétricos de resistência instalados na barragem da UHE Ilha Solteira, sem qualquer medida especial de proteção contra descargas atmosféricas, que apresentaram desempenho satisfatório por pelo menos 12 anos de instalação.

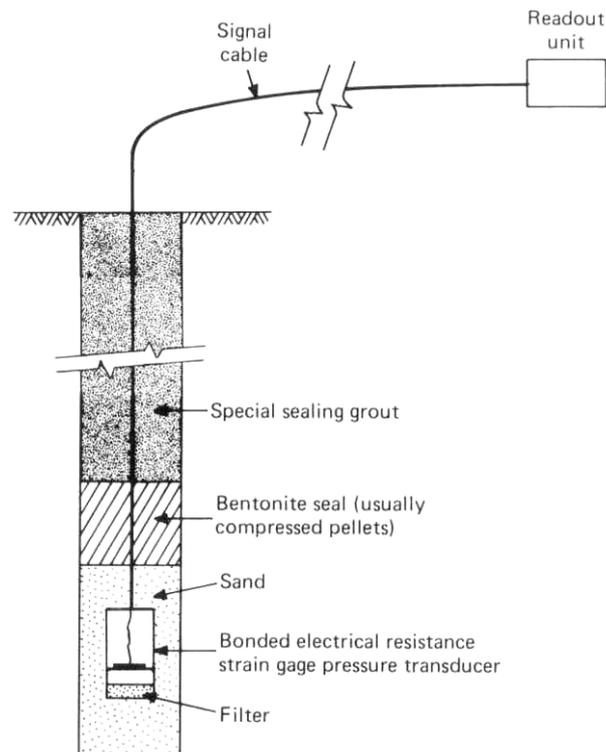


Figura 21 - Esquema de piezômetro elétrico (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

### 2.3.3. Célula de tensão total

A célula de tensão total é um instrumento com finalidade de medir a tensão em maciços de solo ou na interface do solo com outros elementos estruturais. Existem basicamente dois tipos de células de tensões totais: células de diafragmas (elétricas) e células hidráulicas. A Figura 22 e a Figura 23 ilustram, respectivamente, estes dois tipos de instrumentos.

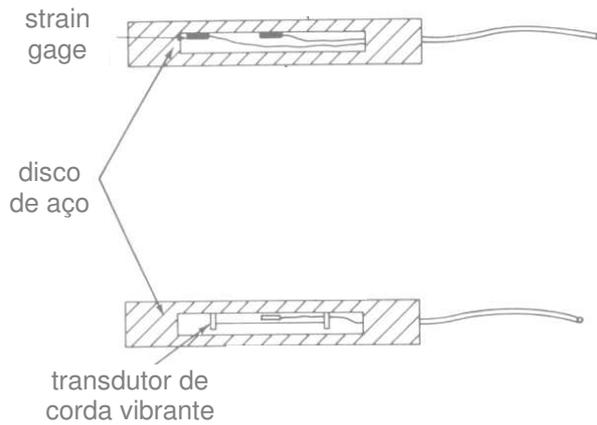


Figura 22 - Esquema de célula de tensão total elétrica (Dunnicliff, 1988)

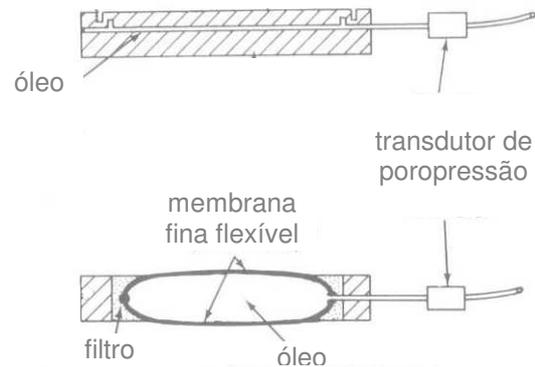


Figura 23 - Esquema de célula de tensão total tipo hidráulico (Dunnicliff, 1988)

A célula de tensão total hidráulica é a mais comum. A célula é constituída de um disco de aço inoxidável, no qual uma das faces é uma membrana fina flexível. Entre a membrana e o corpo rígido da célula existe uma fina película de óleo incompressível, que está em contato com um sensor pneumático semelhante a uma célula de um piezômetro pneumático. A membrana flexível transfere a pressão que recebe do solo para o óleo e este para a membrana do sensor pneumático. A leitura se procede como no piezômetro pneumático.

Na célula de diafragma (elétrica) as deformações na membrana flexível são feitas por “strain gages”.

As limitações ao emprego da célula de tensão total são: a deformabilidade diferencial do instrumento em relação ao material circundante; a alteração no estado de tensões, que fatalmente ocorrerá no local de instalação (abertura da trincheira ou poço e preenchimento em condições diferentes das originais); difícil calibração dos sensores. Dunnicliff (1988) cita estudos feitos por Weiler e Kulhawy (1982) que realizaram uma avaliação sobre fatores que influenciam as medições de tensão total para diversos tipos de solo e finalidades.

#### 2.3.4. Medidores de deslocamentos

Existe um grande número de instrumentos que têm por finalidade medir deslocamentos, sejam horizontais ou verticais. Os principais tipos são: medidores de recalques, inclinômetros e extensômetros. Estes equipamentos indicam deslocamentos absolutos, pois os marcos de referência são pontos indeslocáveis.

### **Medidores de recalques**

Têm por objetivo medir os deslocamentos verticais absolutos. Sua instalação pode ser feita tomando como referência um furo de sondagem; as placas podem ser instaladas na superfície de barragens de terra, a medida que o aterro vai sendo construído, medidores podem ser instaladas em furos de sondagem (Cruz, 1996). Existem vários tipos de medidores de recalque, os principais são: marcos superficiais, tubos telescópicos, tipo USBR, inclinômetros, tipo KM, tipo magnético e caixa sueca.

⇒ *marcos superficiais*: é um sistema simples para a determinação de deslocamentos de superfície que utilizam basicamente instrumentos de topografia;

⇒ *tubos telescópicos*: consiste em um tubo galvanizado de 25mm chumbado em rocha sã e de uma ou mais placas solidárias a tubos também galvanizados de diâmetros variados, dispostos de tal modo que os tubos de diâmetros crescentes são associados a placas situadas em cotas crescentes. Durante a construção barragem são acrescentados vários conjuntos de tubos concêntricos (Figura 24).

As principais vantagens são: a simplicidade construtiva, a durabilidade e a confiabilidade. As maiores limitações são quanto ao número de placas, que deve ser de no máximo quatro; diferença de cotas entre placas consecutivas, em função do atrito lateral e conseqüentes tensões de compressão no tubo externo; interferência do canteiro de obras; manuseio das placas devido ao peso; dificuldade de reparos de danos causados por acidentes; dispersão de leituras da ordem de milímetros e custo.

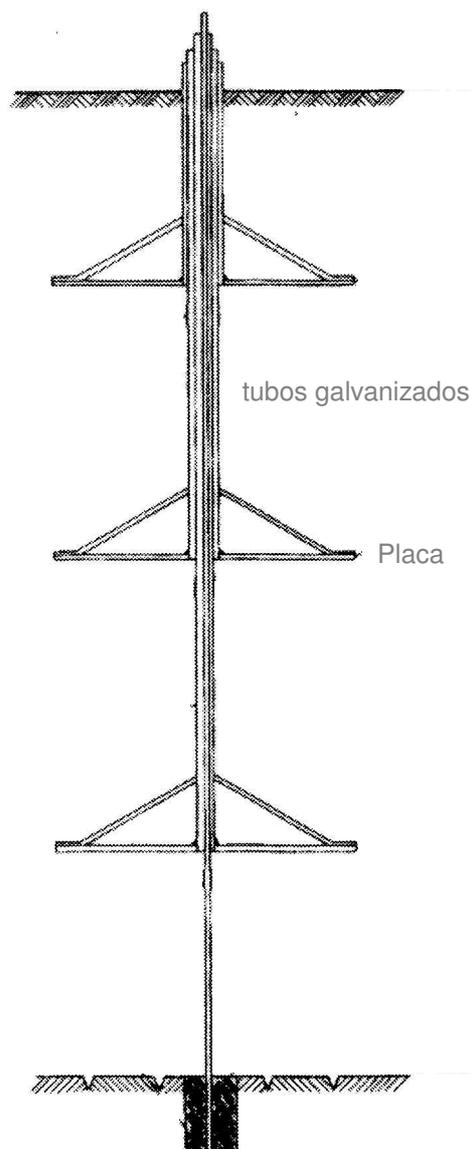


Figura 24 - Medidor de recalques de tubos telescópicos (Cruz, 1996)

⇒ *tipo USBR*: é um instrumento para instalado durante a construção de barragens de terra. Duniclif, 1988 descreve como uma série de tubulações telescópicas ancoradas no aterro por placas metálicas (Figura 25). Segundo Cruz (1996) as principais vantagens deste medidor são o número ilimitado de pontos de medida, e a simplicidade construtiva e de reparos a danos causados por acidentes. As suas limitações são: interferência no canteiro de obras, leitura relativamente demorada e dispersão de leituras da ordem de poucos milímetros. Necessita de cuidados especiais para que seja instalada proteção adequada das juntas telescópicas dos tubos com manta geotêxtil, o que confere ao instrumento características de confiabilidade e durabilidade satisfatórias. Este tipo de

instrumento foi utilizado nas UHE's de Xavantes e Ilha Solteira, e ambas as usinas apresentaram perda de torpedo.

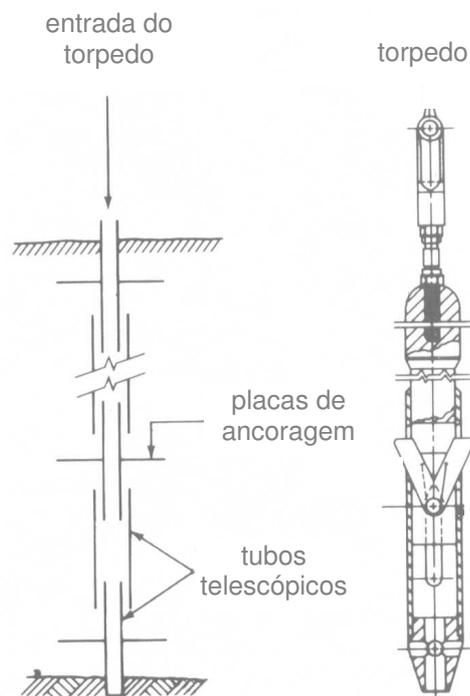


Figura 25 - Esquema da tubulação e torpedo do USBR (Dunnicliff, 1988)

⇒ *tipo KM*: É constituído por um sistema de hastes e placas metálicas (Figura 26). A referência consiste em um tubo galvanizado de 25mm de diâmetro, fixado na rocha. A instalação é feita simultaneamente a construção da barragem. As hastes correspondentes a cada placa, dispostas em torno do tubo de referência, são mantidas na posição vertical por meio de discos perfurados que funcionam como espaçadores, e são mantidas livres do contato com o solo através de um conjunto de segmentos de tubos galvanizados emendados por juntas telescópicas, que as envolve totalmente. As leituras são efetuadas medindo-se a diferença de cota entre as extremidades do tubo de referência e a haste ligada à placa.

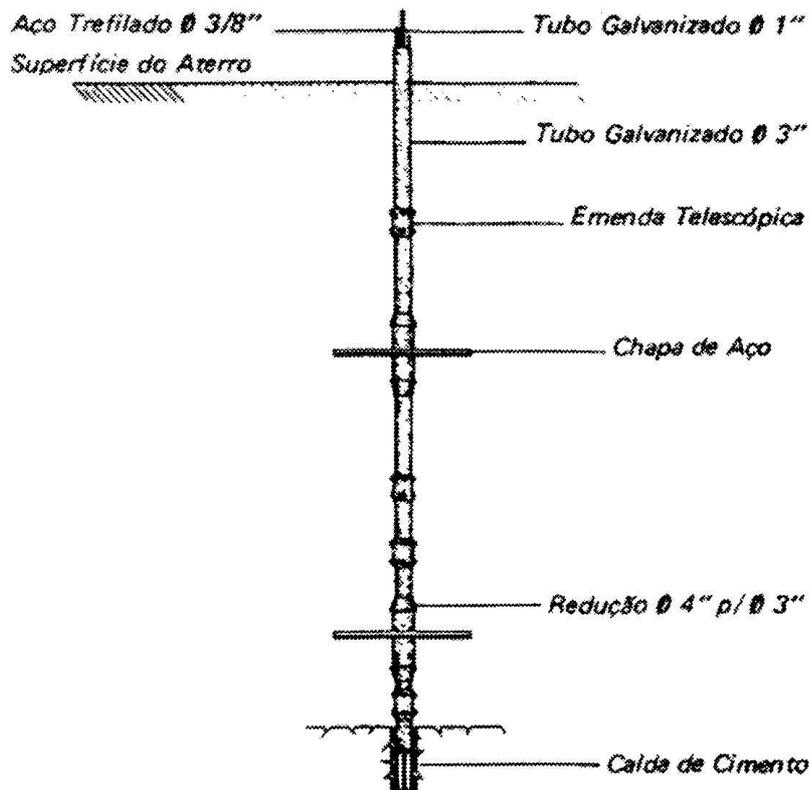


Figura 26 - Medidor de recalques tipo KM (Cruz, 1996)

As principais vantagens desta técnica são: dispersão de leituras da ordem de décimos de milímetro, facilidade de leitura e a possibilidade de se utilizar o número de placas da ordem de uma dezena. A durabilidade está em grande medida associada à proteção contra oxidação, aplicada às hastes e aos espaçadores. Quanto à confiabilidade é considerada regular, tendo sido constatados deslocamentos repentinos e mesmo expansões, de difícil interpretação. Outras complicações são a complexidade construtiva, de instalação e de reparos a danos causados por acidentes, e custo. Este tipo de equipamento foi utilizado nas usinas de Ilha Solteira (rio Paraná – SP e MS), Mário Leão Lopes (rio Tietê – SP), Capivara (rio Paranapanema – SP e PR) e Paraibuna (rio Paraibuna – SP) e apresentaram deficiência causada pelo esmagamento do tubo solidário externo (Cruz, 1996).

⇒ *tipo magnético*: é constituído por um conjunto de placas dotadas de orifício na posição central e um ímã permanente, dispostas ao longo de um tubo de PVC vertical com emendas telescópicas (Figura 27). O sensor utilizado para realizar as leituras desce ao longo do tubo, suspenso por uma trena metálica milimetrada. Ao atingir uma posição bem definida em relação aos ímãs das

placas, o campo magnético aciona um contato dentro do sensor. Cada placa oferece a possibilidade de dois pontos de leitura.

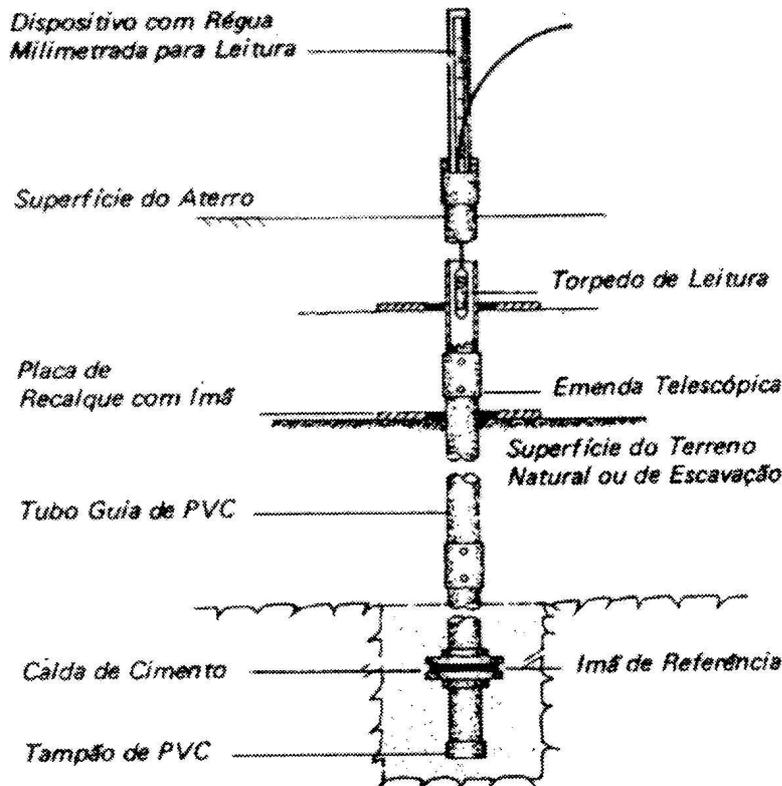


Figura 27 - Medidor magnético de recalques (Cruz, 1996)

As principais vantagens deste medidor são: a facilidade construtiva, de instalação e de reparos a danos ocorridos; sensor acessível a qualquer instante para eventuais reparos; durabilidade; não limitação do número de placas dentro da fundação. Como limitações podem-se citar a dispersão de leituras da ordem de poucos milímetros, em função da profundidade da placa; e a leitura relativamente demorada.

⇒ *caixa sueca*: seu funcionamento baseia-se no princípio dos vasos comunicantes. Consiste em um corpo cilíndrico de PVC rígido protegido externamente por um cilindro de aço. Dentro do corpo de PVC há 3 tubos: um de medida de recalque, outro de suspiro e um dreno. Esses tubos são ligados a um painel de leitura localizada a jusante da barragem. Na Figura 28 esta um esquema simplificado da caixa sueca, não está representada a tubulação do dreno. A caixa sueca funciona como um nível de pedreiro, onde uma das

extremidades do tubo fica posicionada dentro da barragem (no ponto que quer se medir o recalque) e a outra extremidade é instalada na cabine de leitura. Castro (1996) apresenta análise de resultados, do período construtivo, de 7 caixas suecas instaladas no núcleo da barragem de Serra da Mesa (Rio Tocantins – GO). Cruz (1996) relata a utilização de 7 instrumentos deste tipo na U.H.E de Euclides da Cunha (rio Pardo – SP), porém estes não tiveram desempenho satisfatório devido ao pequeno diâmetro dos tubos de PVC.

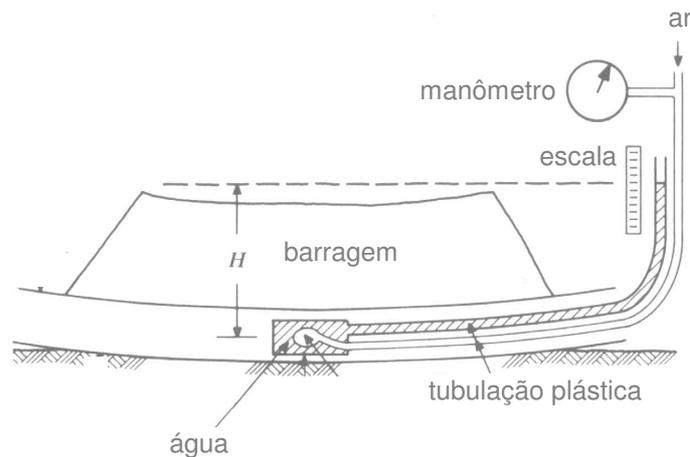


Figura 28 - Esquema da caixa sueca (Dunnicliff, 1988)

### **Medidores de deslocamentos horizontais**

Existem vários instrumentos para medir os deslocamentos horizontais que ocorrem em uma barragem, nas diferentes etapas da vida útil deste tipo de estrutura. Provavelmente a fase do primeiro enchimento do reservatório seja o mais observado. Os inclinômetros são os instrumentos mais utilizados para medir os deslocamentos horizontais em corpos de barragens. A seguir será descrito brevemente o princípio de funcionamento, vale ressaltar que atualmente estão disponíveis no mercado inúmeros tipos de inclinômetros, com características bem específicas.

⇒ *Inclinômetro*: é um instrumento desenvolvido para medir deslocamentos normais ao eixo de um tubo inserido em um furo de sondagem, dessa forma podem medir deslocamentos tanto verticais como horizontais, porém é mais utilizado para medir deslocamentos horizontais (Figura 29). O equipamento consiste de um conjunto de segmentos de tubos de plástico ou de alumínio, montados através de luvas telescópicas em posição vertical. Tais tubos possuem dois pares de ranhuras, diametralmente opostas, que servem de guia para a sonda. Após a instalação dos tubos, a sonda é descida até a base do

inclinômetro, e são feitas medidas iniciais do alinhamento do tubo, à medida que a sonda é erguida. As diferenças entre as leituras iniciais e uma série de leituras, realizada subseqüentemente, definem qualquer mudança no alinhamento. A base do tubo deve ser instalada em uma camada rígida (em geral rocha), mantendo-se fixa. As diferenças de alinhamento medidas permitem o cálculo de deformação horizontal absoluta em qualquer ponto ao longo do tubo.

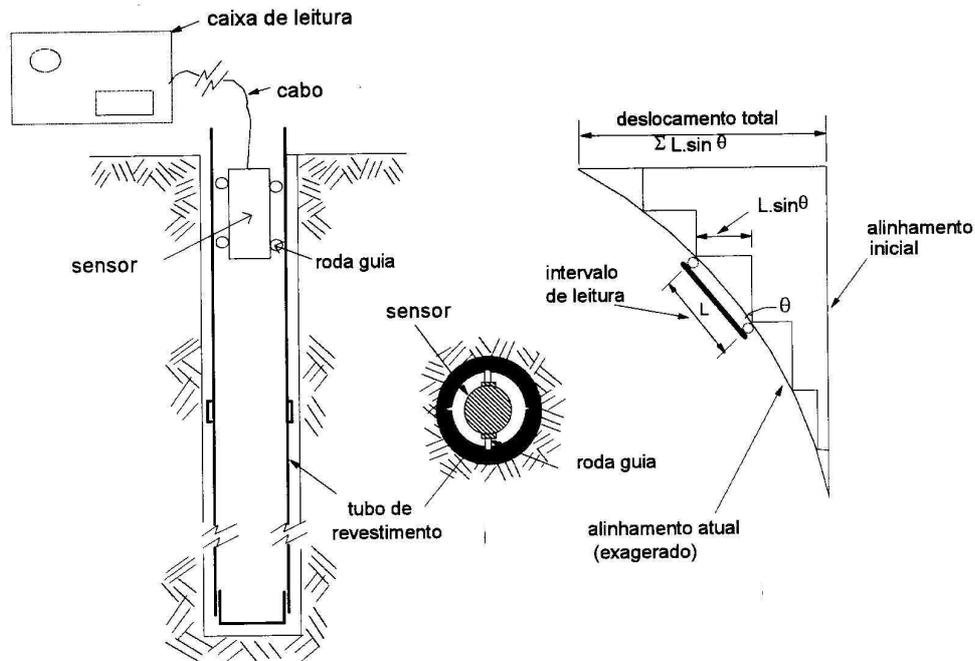


Figura 29 - Esquema de inclinômetro

As principais características dos inclinômetros são: a possibilidade da determinação dos componentes dos deslocamentos horizontais em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do instrumento; leitura e cálculo relativamente demorados e interferência na canteiro de obra.

### 2.3.5. Medidores de Vazão

Tem por objetivo determinar vazões de percolação de drenos, maciço de terra ou rocha. Sua instalação pode ser feita em drenos de fundação, em canaletas de galerias de drenagem e em barramentos construídos para esta finalidade. Existem dois tipos principais de medidores de vazão: os vertedores triangulares e retangulares e os vertedores tipo Parshall. Além disso costuma-se determinar a vazão de surgências, drenos de fundação e poços de alívio, de forma mais rudimentar, com uma vasilha e um cronômetro.

### **2.3.6. Monitoramento sismológico**

Segundo Cruz (1996) a utilização de instrumentação para auscultação sismológica teve início somente na década de 70, devido ao fato do Brasil ter sido considerado um país assísmico até a cerca de duas décadas. Predomina no país o uso de sismógrafos, instrumentos que visam à determinação dos parâmetros sismológicos os respectivos mecanismos focais. Os acelerógrafos e acelerômetros têm tido até o momento uso muito restrito. A telemetria é um recurso útil em regiões de difícil acesso e para minimizar a mão de obra especializada.

### **2.3.7. Recomendações**

Existem algumas recomendações para que tipo de instrumentação utilizar em cada etapa da vida útil de uma barragem (construção, primeiro enchimento do reservatório e operação) e a frequência de leituras.

Segundo Dunicliff (1988) na fase de construção quando a barragem possui condições de fundações especiais deve-se instrumentar a barragem para verificar se as características especiais do projeto estão com o comportamento esperado. Neste caso os projetistas sabem quais são os pontos críticos do local da obra, devendo, dessa maneira, indicar o melhor posicionamento e o melhor tipo de equipamento a ser utilizado.

Durante o primeiro enchimento devem ser observados principalmente vazamentos ou surgências de água. A primeira indicação de problemas em potencial é mudança na taxa de fluxo, presença de material sólido nas surgências de água. Podem ser medidos poropressões nos drenos, poços de alívio e cortinas impermeáveis. Dessa forma os equipamentos mais utilizados nesta fase da obra são medidores de vazão e piezômetros.

Durante o período de operação da barragem, considera-se que fluxo que percola pelo maciço está em regime permanente. Logo a instrumentação tem por principal objetivo monitor o estado de conservação da fundação e do corpo da barragem. Para esta fase, piezômetros são mais importantes em relação a instrumentos de medida de deformações. Dunicliff (1988) apresenta uma lista recomendações de instrumentação a longo prazo e apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Medição e instrumentos para monitoração de barragens em operação  
(Dunnicliff, 1988 – adaptada)

Medições	Instrumento recomendado	Equipamento adicional para casos especiais
Condição da estrutura inteira	Inspeção visual	
Surgência a jusante	Medidores de vazão	
Desempenho de poços de alívio	Medidores de vazão Piezômetros de tubo aberto	
Poropressão no corpo da barragem	Piezômetro de tubo aberto Piezômetro hidráulico de tubo aberto	Piezômetros de corda vibrante Piezômetros pneumático
Recalque no aterro	Nível de água Inclinômetros horizontais Marcos superficiais	Extensômetros (instalados verticalmente)
Deformação lateral do aterro	Extensômetros Estações de controle horizontal	Inclinômetros
Tensão total no contato entre o aterro e estruturas adjacentes	Célula de tensão total	
Sismos	Acelerômetros Microsismógrafos	

Dunnicliff (1988) faz um resumo dos casos históricos de instrumentação de barragens relatados no “XV International Congress on Large Dams” (Lausanne, 1985). São relatados 25 casos, sendo dois casos brasileiros:

⇒ Ilha Solteira: foram utilizados piezômetros de tubo aberto, pneumático, e corda vibrante; medidores de deformação vertical; célula de tensão total. As características relatadas foram perda de água, cavernas e fraturas devido à má compactação ao redor de tubulações. A instrumentação relatada foi durante os períodos da construção e operação.

⇒ Foz do Areia: medição de vazão, extensômetros horizontais, “strain gages”. A instrumentação relatada foi durante os períodos da construção e operação.

Vários autores fazem recomendações para a frequência de leitura para os diversos instrumentos disponíveis no mercado atualmente. Na Tabela 6 estão reproduzidas recomendações de Cruz (1996) para frequência de leitura dos instrumentos quando estão operando em condições normais de operação.

Tabela 6 - Tempo e equipes de leitura de instrumentação (Cruz, 1996)

Instrumento	Construção	Enchimento + 3 meses	4° ao 6° mês	7° ao 12° mês	13° ao 36° mês	Depois do 37° mês
medidor de nível d'água	semanal	2/semana	2/semana	Semana	semanal	quinzenal
medidor de vazão	semanal	3/semana	3/semana	2/semana	semanal	quinzenal
piezômetro de fundação	semanal	2/semana	2/semana	semanal	semanal	quinzenal
piezômetro de maciço	semanal	1/semana	semanal	semanal	quinzenal	quinzenal
medidores de recalque	semanal	2/semana	semanal	quinzenal	mensal	bimestral
inclinômetros	quinzenal	semanal	quinzenal	quinzenal	mensal	trimestral
células de tensão total	semanal	2/semana	semanal	semanal	quinzenal	quinzenal
extensômetros de haste	semanal	3/semana	3/semana	semanal	quinzenal	quinzenal

## 2.4. Análise do comportamento de barragens

A análise da estabilidade estática de uma barragem pode ser procedida basicamente por métodos determinísticos ou métodos probabilísticos. Os métodos determinísticos fornecem um fator de segurança (FS) cujo cálculo admite conhecidos os valores dos parâmetros dos materiais e dos carregamentos. Os métodos probabilísticos quantificam as incertezas inerentes ao fator de segurança determinístico, através do índice de confiabilidade ( $\beta$ ), que exprime o quanto o fator de segurança é confiável e, além disso, fornece outro parâmetro para a quantificação da segurança denominado de probabilidade de ruptura ( $P_r$ ). Os valores de  $\beta$  e  $P_r$  levam em consideração basicamente as incertezas relativas aos parâmetros do solo, à geometria e às cargas atuantes.

Os métodos de análises determinísticos mais empregados em engenharia de barragens são métodos de equilíbrio limite e métodos numéricos.

O método de equilíbrio limite está associado à previsão de uma superfície potencial de ruptura por cisalhamento, não considerando as deformações do maciço de solo associadas às várias condições de carregamento. No entanto, o método de equilíbrio limite tem ampla aplicação prática, devido à sua simplicidade. A resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura é comparada com a resistência disponível do solo, calculando dessa forma um fator de segurança. O fator de segurança é considerado único ao longo de toda a superfície de ruptura.

Existem na literatura diferentes métodos de cálculo do fator de segurança. Esta diversidade é resultado do fato de não haver igualdade entre números de

equações e incógnitas na solução matemática desta questão. Fredlund e Krahn (1977) apresentam uma comparação entre seis métodos consagrados de equilíbrio limite (Fellenius, Bishop simplificado, Spencer, Janbu simplificado, Janbu rigoroso e Morgenstern-Price). Para este estudo foi utilizado o programa SLOPE da universidade de Saskatchewan. Os autores apresentaram resultados mostrando que os métodos de cálculo que utilizam conceitos de equilíbrio de momentos são menos sensíveis às hipóteses assumidas para as forças entre as fatias do que os métodos que utilizam equilíbrio de forças. Desta forma, os fatores de segurança obtidos pelos métodos de cálculo de Spencer, Morgenstern-Price e Bishop Simplificado (este método ignora as forças cisalhantes entre as fatias) são similares, mesmo nos casos de superfície de ruptura serem circulares ou não.

Segundo Nunes (1974) os métodos de equilíbrio limite para avaliação de estabilidade de taludes em solo alcançaram desenvolvimento satisfatório, tanto no caso de problemas bidimensionais (métodos de Bishop simplificado, Janbu e Morgenstern-Price) como para métodos tridimensionais e descontínuos (métodos de Serafim, Londe, Witke, Jaeger e Naef). O autor conclui que os métodos de equilíbrio limite oferecem soluções adequadas sempre que o conhecimento das trajetórias e comportamento tensão-deformação não seja importante, caso contrário é necessária a utilização de métodos de elementos finitos (método numérico).

Os métodos numéricos são uma ferramenta utilizada para análise das tensões e deformações, permitindo observar a evolução do comportamento do maciço durante as diversas condições de carregamento. Em particular, este método permite, também, uma avaliação da condição de estabilidade, a partir da comparação direta das tensões cisalhantes atuantes e da resistência disponível nos diferentes pontos do maciço de solo. Dentre os vários métodos numéricos, os mais utilizados na engenharia de barragens são os métodos de diferenças finitas (MDF) e de elementos finitos (MEF).

O MDF é um dos métodos numéricos mais antigos, consiste na substituição da equação diferencial que governa o fenômeno em estudo por uma avaliação algébrica, que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em 4 pontos vizinhos, situados sobre duas linhas ortogonais. Assim, na solução de um problema pelo MDF é necessário traçar uma malha ortogonal, sendo a solução obtida nos pontos de intersecção da malha.

O MEF foi amplamente difundido após a disponibilização de recursos computacionais. Trata-se de uma técnica para resolver, de forma aproximada,

um problema governado por equação diferencial. A solução do problema é feita por um sistema de equações algébricas que relacionam a variável procurada em um número finito de pontos. Inicialmente, divide-se o domínio do problema em subdomínios, denominados de “elementos finitos”, conectados entre si por pontos chamados de “nós”. A distribuição da variável procurada, ao longo dos elementos, é obtida por uma função de interpolação em cada um dos elementos finitos, por isso a solução de problemas pelo MEF é aproximada.

Uma vantagem deste método em relação ao MDF é que a malha gerada pela subdivisão do domínio do problema pode ter forma qualquer, conseqüentemente é indicado para a resolução de problemas com geometria complexa. Para cada elemento são atribuídos parâmetros próprios, o que viabiliza a solução de problemas com heterogeneidade.

Embora para os MDF e MEF as equações sejam derivadas de modos bastante diferentes, mostrar-se (em casos específicos) que as equações resultantes são idênticas para os dois métodos.

A análise do comportamento de barragens utilizando-se tanto o MDF como o MEF é extensamente encontra na literatura. Este fato mostra que estes dois métodos, em especial o MEF, têm a sua utilização consolidada na Engenharia de barragens. A seguir serão descritos três casos de utilização de MEF para avaliar a segurança de barragens:

Chacinski e outros (1994) descrevem uma análise por métodos dos elementos finitos do mecanismo de ruptura da barragem de Iwiny (Polônia). Trata-se de uma barragem de terra, assente em terreno coluvionar, com 23,2m de altura. A barragem rompeu em 13 de dezembro de 1969 com altura total de 23,2m. Acredita-se que a barragem tenha rompido devido à subsidência causada por trabalhos de mineração próximos ao local. Para estudar o mecanismo de ruptura, foi utilizado o programa HYDRO-FIL, que utiliza modelo elasto-plástico para simular o comportamento do solo. Os parâmetros utilizados estão reproduzidos na Tabela 7 e um esquema da modelagem numérica está na Figura 30.

Tabela 7 - Parâmetros da modelagem numérica da barragem de Iwiny (Chacinski, 1994)

No.	Solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ (°)
1	Detrito	18,5	22,0	500	0,20	0	45
2	Areia média densa	18,0	20,0	90	0,25	0	35
2a*	Areia fofa	17,0	19,5	70	0,25	0	32
2b*	Areia muito fofa	17,0	19,5	30	0,25	0	25
3	Areia densa	18,5	20,5	140	0,25	0	38,5
4	Pedregulho	18,0	20,0	100	0,25	0	45

Nota: \* material em processo progressivo de perda de resistência.

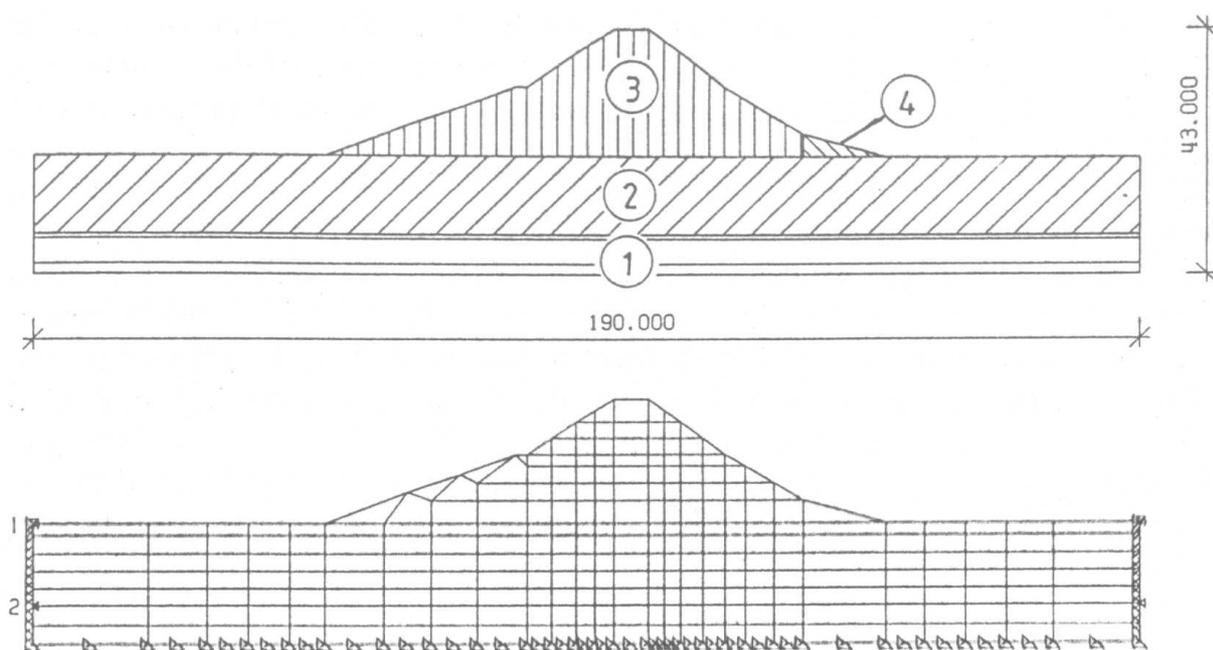


Figura 30 - Modelagem numérica da barragem de Iwiny (Chacinski,1994)

Murrugarra (1996) mostra estudos feitos com método dos elementos finitos para a análise tensão-deformação não linear, estática e dinâmica, de barragens de terra e enrocamento. O estudo utilizou o modelo constitutivo hiperbólico proposto por Duncan e outros (1970). Para efeitos desta implementação, foram utilizados os seguintes programas desenvolvidos na Universidade de Califórnia em Berkeley: FEADAM84, RESFIL, QUAD-4 e NONSAP. Foram simuladas fases de construção de barragens, primeiro enchimento do reservatório e solicitações sísmicas. Em seguida foi estudado o caso particular da barragem de Recreta (Peru) de 23m de altura e seção zonada. Os parâmetros hiperbólicos foram obtidos de ensaios convencionais de compressão triaxial tipo CID. O autor afirma que é verificado um grau de anisotropia nas propriedades dos materiais induzida

pelo processo de compactação durante a construção de barragens. No entanto, na grande maioria das análises de comportamento de barragens, tem-se considerado os materiais como isotrópicos, sendo esta simplificação muito conveniente e útil nos casos práticos. Conjugando a anisotropia com as propriedades não lineares dos solos implica em uma análise bastante complexa. No caso de anisotropia transversal, em análises de deformação plana, requer-se a determinação de quatro componentes elásticas independentes, às quais se terá que adicionar uma lei constitutiva não linear para cada destas componentes. O estudo concluiu que o efeito mais significativo no comportamento de um aterro típico é devido ao módulo de elasticidade na direção horizontal  $E_H$ . Se  $E_H$  é menor que o valor requerido para condições isotrópicas, isto é,  $E_V > E_H$ , os resultados calculados mediante a teoria isotrópica ( $E = E_H$ ) subestimam os recalques reais máximos. Para propriedades anisotrópicas mais representativas dos solos, com  $E_H$  e  $\nu_H$  desviando-se dos valores isotrópicos, os resultados calculados considerando a anisotropia diferem em aproximadamente 10% no valor do recalque máximo. De modo geral, as análises isotrópicas tendem a subestimar o coeficiente de segurança, isto é, a análise do comportamento da obra é feita em favor da segurança.

Castro (1996) apresenta um estudo numérico e experimental do comportamento tensão-deformação da barragem de Serra da Mesa, considerando período construtivo. Serra da Mesa é uma barragem de enrocamento com núcleo central argiloso. A autora verificou a possibilidade de prever as deformações dos materiais do núcleo e da transição da barragem a partir de ensaios triaxiais seguindo trajetórias de tensões definidas através de modelagem numérica. Os resultados de ensaios triaxiais convencionais foram inicialmente analisados e modelados seguindo a formulação hiperbólica. Os parâmetros definidos pelo modelo elástico não linear (hiperbólico) alimentaram o programa de elementos finitos FEADAM84, simulando as etapas de construção. Seguindo as trajetórias de tensões previstas pela análise numérica para alguns pontos do aterro, foram realizados ensaios especiais de compressão triaxial. Os valores previstos numericamente foram comparados aos resultados fornecidos pelos ensaios triaxiais especiais, que por sua vez foram comparados aos medidos através da instrumentação de campo. Verificou-se que o modelo hiperbólico reproduziu adequadamente o comportamento tensão-deformação dos materiais do núcleo e da transição para o período construtivo da barragem. A autora propôs correções para estimativa das deformações inferidas pela instrumentação de campo a partir da análise dos ensaios triaxiais especiais.

Mello (2002) descreve uma metodologia de análise de estabilidade de taludes para barragens onde utiliza conceitos de equilíbrio limite e tensão-deformação. O autor afirma que barragens que romperam no final de construção como Cocorobó, Açú, Carsington, etc., romperam com alturas superiores a 70% da altura final prevista em projeto. Dessa forma, o autor sugere que sejam utilizadas análises de estabilidade por equilíbrio limite até 70% da altura da barragem, e que o fator de segurança seja superior 1,5. Em seguida, deve-se calcular  $\Delta FS$ s até o topo, utilizando métodos numéricos. Para cálculo de deformações o autor sugere a solução pelo método dos elementos finitos ou pelo método das diferenças finitas. O autor utiliza os programas Stabl e FLAC para exemplificar análise de equilíbrio limite e tensão deformação, respectivamente. Ressalta-se que o FLAC é um programa que utiliza o método das diferenças finitas.

Outra forma de analisar estabilidade de taludes são os métodos probabilísticos. Guedes (1997) aborda alguns aspectos relativos à execução de análises probabilísticas em projetos de geotecnia. Apresenta um resumo dos conceitos de probabilidade e estatística e descreve uma metodologia para a obtenção dos dados necessários à análise probabilística, incluindo a quantidade e a localização de amostras, o cálculo das médias e variâncias dos parâmetros do solo e a quantificação das incertezas relativas a estes valores. Apresenta o procedimento de execução de métodos probabilísticos utilizados em geotecnia, tais como o método do segundo momento de primeira ordem, o método de transformação de variáveis, o método de Monte Carlo e o método das estimativas pontuais.

Dell'Avanzi e Sayão (1998) fizeram um estudo de confiabilidade e probabilidade em análises de estabilidade de taludes. Os autores aplicaram estes métodos para estudar a estabilidade do talude de jusante da barragem de Santa Branca. Os resultados foram confrontados com análises feitas por equilíbrio limite (métodos de Janbu, Bishop Simplificado, Spencer e Sarma). Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade foram  $c'=24,43\text{kPa}$ ,  $\phi'=24^\circ$ ,  $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$  e  $\gamma_{\text{nat}}=18\text{kN/m}^3$ , provenientes de ensaios convencionais de compressão triaxial tipo CD. Os resultados mostrados pelo autor estão resumidos na Tabela 8. Verificou-se que uma das principais vantagens da análise probabilística é a possibilidade de identificação da influência relativa de cada variável (parâmetro geotécnico) na composição da variância do FS. Isto possibilita uma maior otimização das eventuais soluções ou modificações de projeto, com foco nos parâmetros geotécnicos mais relevantes.

Tabela 8 - FS e probabilidade de ruptura do talude de jusante da barragem de Santa Branca (dell'Avanzi, 1998 - adaptado).

Método de análise	Programa utilizado	FS	Probabilidade de ruptura
Janbu	Stabl 5M	1,303	1:47
Bishop Simplificado	Stabl 5M	1,452	1:435
Spencer	Stabl 5M	1,503	1:1000
Sarma	BIGRAF	1,571	1:1111

### 2.4.1. Modelos constitutivos

Das idealizações necessárias para a análise de barragens, provavelmente a mais importante é a escolha de uma lei constitutiva que modele adequadamente o comportamento dos materiais de construção. Há sempre a necessidade de conciliação entre a simplicidade do modelo e a qualidade dos resultados a serem obtidos.

De uma forma geral, as leis constitutivas podem ser classificadas em dependentes ou independentes do tempo, conforme esquematizado na Figura 31. As leis independentes do tempo, por sua vez, se subdividem em elásticas e elásto-plásticas, enquanto as dependentes do tempo se subdividem em adensamento e fluência ("creep"). As elásticas podem ser do tipo linear ou não linear.

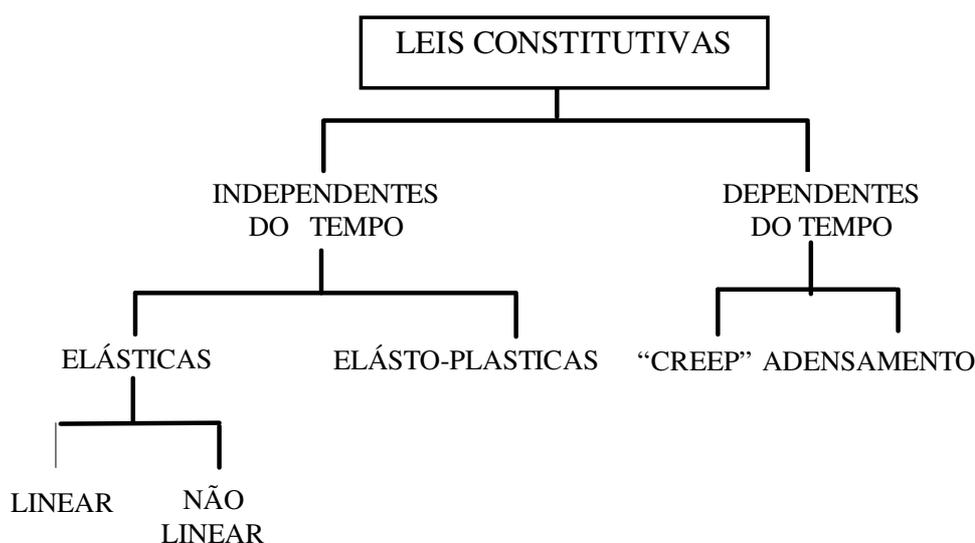


Figura 31 - Classificação de leis constitutivas

### **Modelo Elástico Linear**

É o modelo mais simples disponível, baseado na lei de elasticidade linear e isotrópica (lei de Hooke). Este modelo utiliza somente dois parâmetros: módulo de deformabilidade  $E$  e coeficiente de Poisson  $\nu$ . Apesar de sua simplicidade, pode ser útil em algumas situações práticas, como, por exemplo, na simulação do comportamento de rochas ou estruturas de concreto.

### **Modelos Elásticos Não Lineares**

Os modelos elásticos não lineares podem ser considerados como uma seqüência de análises elásticas lineares, com os parâmetros do modelo elástico linear variando de acordo com a evolução do estado de tensão. Por este motivo também são chamados de modelos elásticos incrementais. Uma das primeiras barragens analisadas por este tipo modelo foi a barragem de Otter Brook Dam, EUA (Clough, 1972). Os principais modelos não lineares utilizados para prever comportamento de solos são:

- **Hiperbólico** (Kondner, 1963; Duncan e Chan, 1970): inicialmente Kondner propôs que o comportamento tensão x deformação dos solos (areias e argilas) se aproximava de uma hipérbole. Posteriormente Duncan e Chang desenvolveram uma formulação que considera o efeito da tensão confinante. São necessários 9 parâmetros obtidos em ensaios de compressão triaxial convencionais. As principais limitações deste modelo são (i) não simula o amolecimento no comportamento dos solos; (ii) pode haver dificuldade para estabelecer situação de carregamento e descarregamento.
- **K-G** (Naylor, 1981): Este modelo considera que a plastificação do material ocorre quando o estado de tensão do solo é tal que  $G$  (módulo de deformabilidade cisalhante) aproxima-se de zero. Neste modelo, os módulos  $G$  e  $K$  (módulo de deformabilidade volumétrica – “bulk moduli”) são definidos como funções lineares da tensão média e da tensão desviadora. O modelo utiliza 5 parâmetros obtidos de ensaios de compressão triaxial convencionais. Não é possível simular o amolecimento dos solos.
- **EC- $K_0$**  (Veiga Pinto, 1983): Este modelo, desenvolvido no LNEC, baseia-se no modelo hiperbólico proposto por Duncan e Chang. Fornece

expressões explícitas para o módulo de compressão volumétrica ( $D$ ) e deve ser utilizado para simular o comportamento de solos em que as condições de carregamento de campo tenham uma trajetória de tensões similar àquelas observadas em ensaios de compressão uniaxial. São necessários 7 parâmetros obtidos em ensaios de compressão uniaxial com medida de tensão lateral, para permitir a obtenção de  $K_0$  (coeficiente de empuxo no repouso). Não é possível simular o amolecimento dos solos.

- M-G (Penman, 1971): Este modelo foi desenvolvido para simular o comportamento de barragens, especialmente para a região central onde a condição de carregamento é semelhante à um ensaio de compressão uniaxial. Este modelo é similar ao modelo desenvolvido no LNEC.
- Lo e Lee (1973): propuseram um modelo elástico incremental trilinear que utiliza 4 parâmetros, sendo considerado  $\nu$  constante. Foi desenvolvido para análise de estabilidade de taludes.
- Clough e Woodward (1967): propuseram um modelo para simular a construção incremental de barragens. O modelo admite  $K$  (módulo de deformabilidade volumétrica – “bulk moduli”) como sendo constante. São necessários 3 parâmetros neste modelo.
- Domashuk e Wade (1969): desenvolveram um modelo para solos arenosos que utiliza 9 parâmetros.  $G$  e  $K$  são dependentes da tensão confinante.

Naylor e outros (1986) fizeram um estudo comparativo entre os modelos hiperbólico, K-G, EC- $K_0$  com dados da construção da barragem de Beliche. As previsões simuladas numericamente foram confrontadas com valores obtidos por instrumentação de campo. Trata-se de uma barragem zonada com núcleo central de argila assente sobre rocha sã (altura máxima de 54m). De modo geral, os 3 modelos tiveram boa concordância. Considerando deslocamentos verticais, a máxima diferença entre valores observados em campo e os modelos foi 10cm. Os valores de recalque no topo da barragem previstos pelo modelo K-G foram maiores que os valores previstos pelo EC- $K_0$ , porém esta tendência não foi verificada para a parte inferior da barragem. Para os deslocamentos horizontais houve uma grande concordância entre dados de campo e dados previstos numericamente, sendo a máxima diferença aproximadamente 2cm. Estas diferenças de valores encontradas com as diversas simulações são devido a formulação implícita em cada modelo. O modelo hiperbólico simula o comportamento do solo com menor rigidez que o modelo K-G, o modelo EC- $K_0$  é

o que apresenta maior rigidez. Isto justifica as deformações previstas pelo EC-K<sub>0</sub> serem geralmente inferiores aos dos outros modelos.

A comparação entre as tensões principais mostram uma pequena diferença entre as direções das tensões principais. O modelo EC-K<sub>0</sub> apresentou maiores rotações nas direções vertical e horizontal que os modelos hiperbólico e K-G. Comparando-se os valores com resultados de células de carga instaladas no núcleo da barragem, verificou-se que os valores previstos com o modelo EC-K<sub>0</sub> apresentaram-se 10% mais altos que os obtidos com a instrumentação de campo. Por outro lado, os valores encontrados com a simulação feita com o modelo K-G foram 10% inferiores aos valores obtidos em campo.

### **Modelos Elásto-plásticos**

Os modelos elasto-plásticos baseiam-se nos conhecimentos da teoria da plasticidade. As relações tensão-deformação são representadas por expressões matemáticas que consideram aspectos diversos do comportamento do solo, incluindo não-linearidade, inelasticidade e história de tensões. Os principais modelos elástoplásticos são: (i) modelos do estado crítico, como o modelo Cam-clay modificado (Roscoe e Burland, 1968 e Calladine, 1971) e os modelos “Cap” (Di Maggio e outros, 1971); (ii) Modelo Lade-Kim (Lade e Kim, 1988a, 1988b e Kim e Lade 1988). (iii) Gates (1972); (iv) Nayak e Zienkiewicz (1972).

A experiência tem mostrado que não existem leis constitutivas perfeitas. Todas elas têm um menor ou maior grau de aproximação e que qualquer uma pode fornecer resultados úteis para a previsão do comportamento estrutural de barragens. Na realidade, a escolha de uma determinada lei constitutiva é função do que se deseja representar do comportamento do solo, sendo também importante a praticidade na sua utilização.

A princípio, o modelo ideal para uma análise de barragens deveria considerar, e incorporar, alguns dos principais aspectos do comportamento dos solos (Naylor, 1981):

- )} não linearidade da relação tensão x deformação;
- )} trajetória de tensões seguida durante a história de carregamento;
- )} efeitos do tempo: uma parcela das deformações é causada por fenômenos tais como a consolidação e “creep”;
- )} anisotropia: carregamentos aplicados em direções diferentes resultam em deformações com magnitudes diferentes, especialmente em solos compactados;
- )} dilatação: tensões cisalhantes podem causar também aumento de volume;
- )} aumento da rigidez do material no recarregamento.

#### **2.4.2. Programas computacionais**

Existem atualmente inúmeros programas computacionais que foram implementados para avaliar o comportamento geotécnico de barragens. Será descrito a seguir as principais características dos programas Talren 97 e Plaxis v7.2, estes dois foram os programas foram ferramentas numéricas utilizadas para avaliar o comportamento geotécnico da barragem de Curuá-Una. O primeiro utiliza conceitos de equilíbrio limite para estudo de estabilidade e o segundo permite a análise do comportamento tensão-deformação, através do método dos elementos finitos.

#### **TALREN**

O programa Talren realiza análises de estabilidade de estruturas geotécnicas ao longo de uma superfície potencial de ruptura. O programa incorpora métodos clássicos de estabilidade de taludes, que consideram o equilíbrio de uma superfície de ruptura, podendo esta ser circular ou apresentar uma forma qualquer.

Os métodos utilizados são os de Fellenius (Fellenius, 1936) e Bishop (Bishop, 1955). Nestes métodos, o solo é dividido em fatias verticais, sendo verificada para cada uma delas o equilíbrio estático. É assumido um fator de segurança constante ao longo de toda a superfície de ruptura e são utilizados

conceitos de estado limite último. Os métodos de equilíbrio limite definem o fator de segurança (FS) como sendo a razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante e assumem que o maciço comporta-se como um material rígido-perfeitamente plástico, ou seja, não levam em consideração as deformações sofridas pelo material.

O programa Talren possibilita a inclusão de sobrecargas, solos reforçados com geossintéticos e/ou solos grampeados. As condições de poro-pressão podem ser fornecidas em termos de coeficiente de poropressão  $r_u$ , onde a poropressão é calculada em função da tensão total ( $r_u = u/\gamma h$ ), ou através de malha de poropressão, neste caso limitada a 500 elementos ou, através das coordenadas da linha freática.

### **PLAXIS**

O programa Plaxis possibilita a realização de análises de tensão-deformação, estabilidade e fluxo em solos e rochas, através do método dos elementos finitos. Além disso, possibilita modelar a interação do solo com diferentes estruturas, como concreto e grampos (Brinkgreve e Vermeer, 1988).

### ***Modelos constitutivos***

O programa incorpora diferentes modelos constitutivos, desde os mais simples até os mais sofisticados (que levam em consideração efeitos de viscosidade). Os modelos possíveis são: Elástico linear; Mohr-Coulomb (MC), Hardening-Soil (HS) e Soft-Soil-Creep (SSC) e Soft-soil (SS).

### **Modelo de Mohr-Coulomb**

Trata-se de um modelo elasto-perfeitamente plástico que envolve 5 parâmetros: módulo de deformabilidade (E) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) (parâmetros elásticos); intercepto de coesão (c) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) (parâmetros de resistência) e ângulo de dilatância  $\psi$ . Para uma melhor compreensão dos 5 parâmetros utilizados no modelo MC a Figura 32 mostra um exemplo de ensaio convencional de compressão triaxial (a) e a forma como é modelado (b).

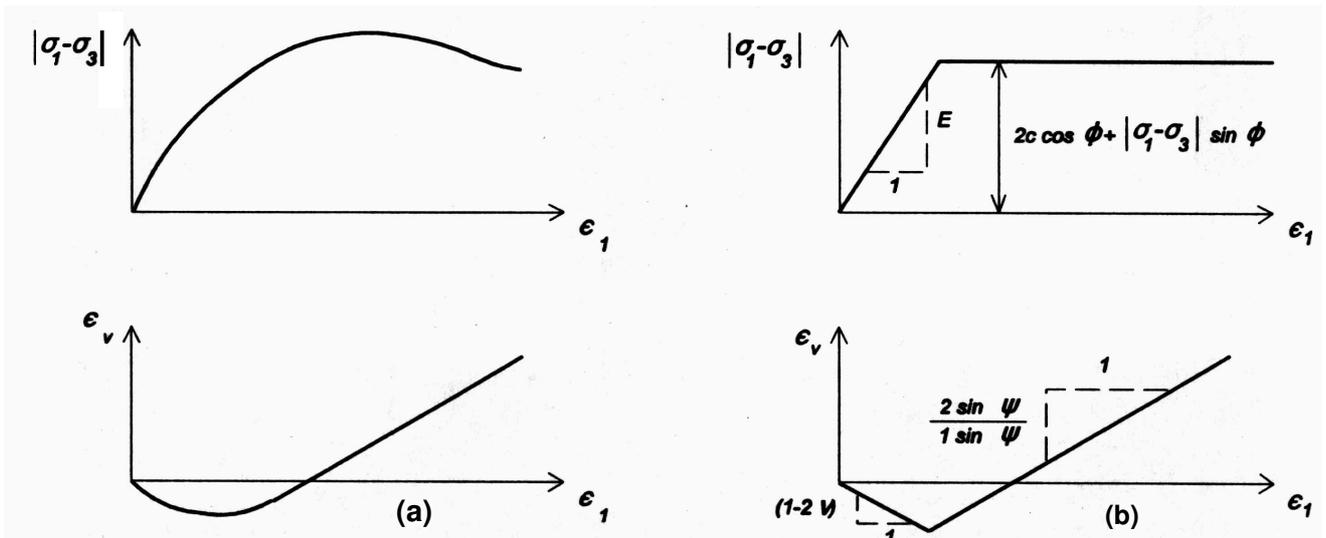


Figura 32 - Modelo de Mohr-Coulomb

Neste modelo o módulo de deformabilidade de cada solo é considerado constante, porém no programa Plaxis é possível simular um aumento linear de  $E$  com a profundidade, utilizando-se o parâmetro  $E_{\text{increment}}$ . Para simular a rigidez do solo é possível utilizar o módulo de deformabilidade tangente ( $E_0$ ); módulo de deformabilidade secante ( $E_{50}$ ), que corresponde à 50% da força máxima atingida (Figura 33); módulo de deformabilidade de descarregamento ( $E_{ur}$ ). O  $E_0$  pode ser utilizado para solos que apresentam uma grande faixa com comportamento linear elástico, porém em situações de carregamento, é usual utilizar o  $E_{50}$ . Em problemas de descarregamento (como túneis e escavações) é necessário utilizar o  $E_{ur}$ .

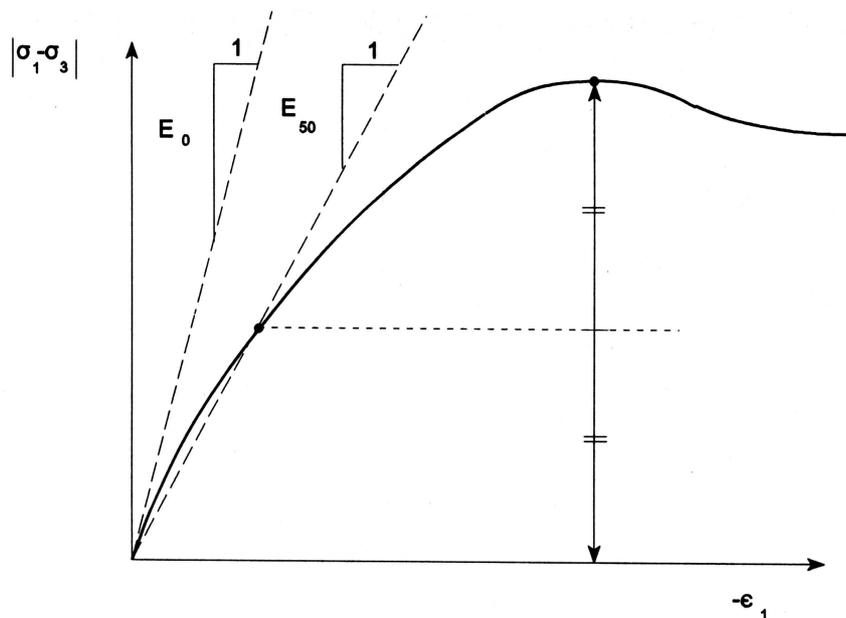


Figura 33 - Definição de  $E_0$  e  $E_{50}$  em ensaio convencional triaxial CD

Neste modelo é utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Figura 34). A envoltória de Mohr-Coulomb serve para obter a os parâmetros  $c$  e  $\phi$ . Da mesma forma que é possível considerar um aumento linear da rigidez do solo, pode-se, também, simular um aumento linear da coesão, utilizando-se o parâmetro  $c_{\text{increment}}$ .

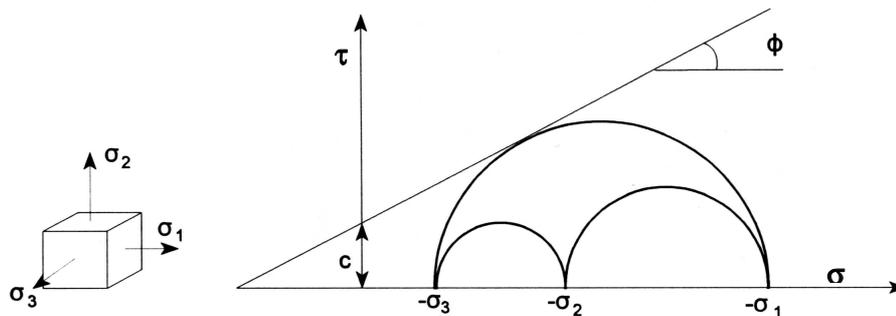


Figura 34 - Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb

### **Modelo Hardening-Soil (HS)**

O modelo HS é um modelo avançado para simulação do comportamento de diferentes tipos de solo, rígidos ou moles. Muitos solos, quando sujeitos a um carregamento primário, apresentam uma queda de rigidez e, simultaneamente, desenvolvem deformações plásticas irreversíveis. Este comportamento foi matematicamente reproduzido no conhecido modelo hiperbólico de Duncan e outros (1980). O modelo de enrijecimento do solo difere o modelo hiperbólico de Duncan por utilizar a teoria da plasticidade, ao invés da teoria da elasticidade, por considerar o parâmetro de dilatância do solo ( $\psi$ ) e por introduzir um superfície de escoamento (Figura 35). Uma das vantagens deste modelo é possibilitar a variação da rigidez do solo com a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) de forma não linear (através de uma relação hiperbólica).

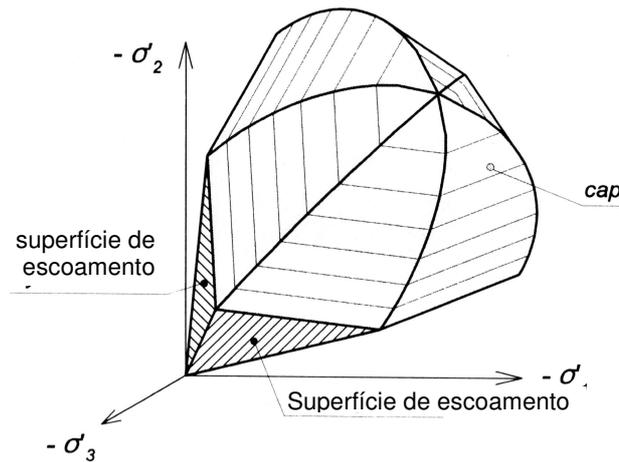


Figura 35 - Superfícies de escoamento do Modelo HS

No programa PLAXIS o uso do modelo HS requer os seguintes parâmetros de entrada:

- $m$ : (power) - parâmetro que quantifica a relação entre a rigidez do solo e a tensão confinante;
- $E_{50}^{ref}$ : módulo tangente de referência devido a carregamento primário (tensão desviadora);
- $E_{eod}^{ref}$ : módulo de referência devido a compressão primária (Figura 36);
- $E_{ur}^{ref}$  e  $\nu_{ur}$ : parâmetros elásticos de descarregamento / recarregamento;
- $c$ ,  $\phi$ ,  $\psi$ : parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.

Para a definição dos parâmetros do modelo HS são necessários, no mínimo, uma envoltória de resistência de ensaio de compressão triaxial tipo CD, e um ensaio de adensamento. Dependendo do tipo de problema que se pretende estudar são necessários ensaios específicos, como, por exemplo, parâmetros de carregamento/descarregamento.

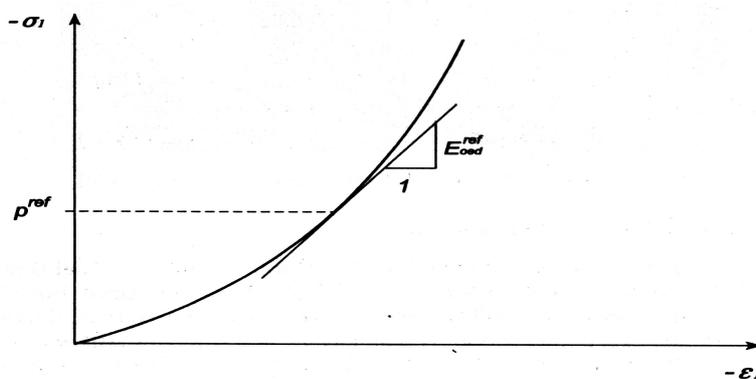


Figura 36 - Definição de  $E_{eod}^{ref}$

A idéia básica da formulação do modelo HS é a relação hiperbólica existente entre a deformação vertical ( $\varepsilon_1$ ) e a tensão desviadora ( $q$ ), a qual pode ser expressa por:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (1)$$

onde  $q_a$  é o valor assintótico (máximo teórico) da tensão desviadora (Figura 37) e  $E_{50}$  é o módulo de Young dado pela equação:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma_3}{c \cdot \cot \phi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (2)$$

onde  $p^{\text{ref}}$  = pressão confinante de referência, correspondente a 100 unidades de pressão.

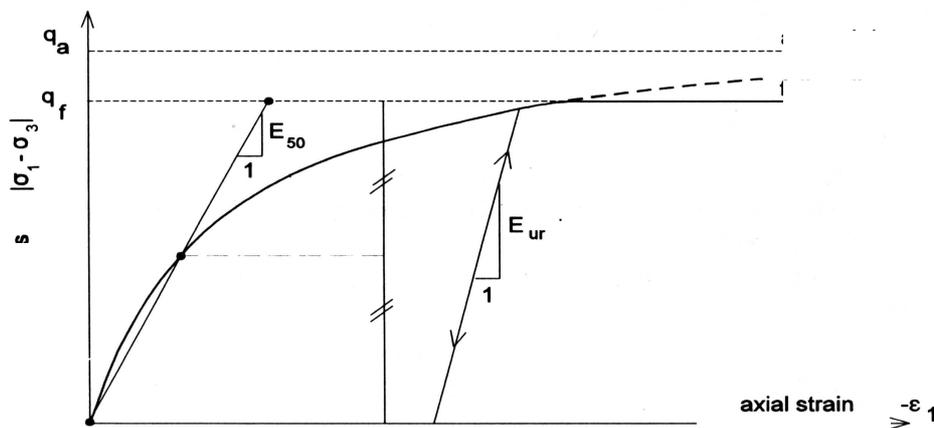


Figura 37 - Definição de  $q_a$  e  $q_f$  em ensaio triaxial CD

A tensão desviadora na ruptura ( $q_f$ ) pode ser definida pela seguinte expressão, derivada do critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$q_f = (c \cdot \cot \phi - \sigma_3) \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (3)$$

A razão de ruptura ( $R_f$ ), a qual deve ser menor que a unidade, é definida como a relação entre a tensão desviadora na ruptura ( $q_f$ ) e a tensão desviadora assintótica ( $q_a$ )

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \quad (4)$$

Para o caso de trajetórias de descarregamentos e/ou recarregamentos, utiliza-se o módulo de deformabilidade ( $E_{ur}$ ), também dependente da tensão confinante:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cot \phi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \phi + p_{ref}} \right)^m \quad (5)$$

Para a maioria dos casos práticos de geotecnia, é apropriado adotar que  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ .

#### Modelo Soft-Soil-Creep (SSC) e Modelo Soft-Soil (SS)

Apesar do modelo HS poder ser utilizado tanto para solos rijos, como para solos moles, ele não considera efeito de viscosidade. O modelo SSC foi desenvolvido principalmente para modelar problemas de recalques em solos moles e permite simular o comportamento do solo em função do tempo (adensamento).

O modelo SS é um modelo anterior aos modelos HS e SSC. Na versão a do Plaxis 6, este era o modelo mais avançado, que considerava a dependência da rigidez do solo com a tensão confinante.