



Marcus Gabriel Souza Delfino

**Aplicabilidade de Drenos Verticais para Mitigar Efeitos
de Liquefação Dinâmica de Solos**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Celso Romanel

Rio de Janeiro

Março de 2021



Marcus Gabriel Souza Delfino

**Aplicabilidade de Drenos Verticais para Mitigar Efeitos
de Liquefação Dinâmica de Solos**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Celso Romanel

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental PUC-Rio

Dr. ^a Jackeline Rosemery Castañeda Huertas

Consultora Independente

Prof. Jorge Luis Cárdenas Guillen

Universidad Nacional de Ingeniería

Rio de Janeiro, 05 de março de 2021

Todos os direitos reservados. A reprodução, total ou parcial, do trabalho é proibida sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

Marcus Gabriel Souza Delfino

Graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS) em janeiro de 2019. Candidato à Mestre em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, iniciando em março de 2019. Dissertação desenvolvida na linha de pesquisa de Geomecânica Computacional aplicada à Dinâmica dos Solos.

Ficha Catalográfica

Delfino, Marcus Gabriel Souza

Aplicabilidade de drenos verticais para mitigar efeitos de liquefação dinâmica de solos / Marcus Gabriel Souza Delfino ; orientador: Celso Romanel. – 2021.

153 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2021.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Drenos Verticais. 3. Liquefação de Solos. 4. Análise Numérica. 5. Comportamento Cíclico de Solos. I. Romanel, Celso. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Ao meu orientador Celso Romanel, pelos conhecimentos compartilhados durante o mestrado e estímulo para desenvolvimento desse trabalho.

Ao CNPQ, PUC-Rio e FAPERJ pelos auxílios concedidos, que sem os quais, o desenvolvimento do Mestrado, nem deste trabalho poderiam ser possíveis.

Aos meus pais e minha avó, pela educação, apoio e amor.

Às minhas irmãs, por todo companheirismo, amor e compreensão.

Ao Angelo, um grande amigo que tive oportunidade de conhecer nessa vida, e espero que em outras também, muito obrigado por compartilhar todos os momentos comigo durante essa jornada.

À meus tios, tias e primos que me incentivaram a ir atrás do que me faria feliz.

A todos meus amigos que me estimularam, me ajudaram e me tornaram o que sou hoje em dia.

Por último, mas não menos importante, à minha tia Iolanda, que não está mais nesse plano conosco, deixo meu muito obrigado por todos os ensinamentos e amor.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001

Resumo

Delfino, Marcus Gabriel Souza; Romanel, Celso (orientador). **Aplicabilidade de drenos verticais para mitigar efeitos de liquefação dinâmica de solos.** Rio de Janeiro, 2021. 153p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A história registra ao longo dos séculos muitos casos de colapso de depósitos de solos arenosos, com consideráveis prejuízos econômicos, perdas de vidas humanas e danos ao meio ambiente, causados pela liquefação dinâmica ou por mobilidade cíclica. Quando um desempenho satisfatório de estruturas não puder ser garantido sob carregamento sísmico, métodos de mitigação devem ser empregados para reduzir o potencial de liquefação. Dentre estes, a execução de drenos verticais é solução interessante, mas desafiadora, pois drenos verticais podem ser utilizados caso dissipem suficientemente rápido os excessos de poropressão e transportem eficientemente o volume de água durante os poucos segundos de duração de terremotos. Uma dificuldade é a avaliação do coeficiente de permeabilidade do depósito de solo, o que afeta e torna incerta a distância desejável entre drenos. Nesta dissertação, análises do desempenho de drenos verticais para mitigação de liquefação dinâmica são realizadas com base em formulações matemáticas e modelos numéricos pelo método dos elementos finitos.

Palavras-chave

Drenos Verticais; liquefação de solos; análise numérica; comportamento cíclico de solos.

Abstract

Delfino, Marcus Gabriel Souza; Romanel, Celso (advisor). **Applicability of wick drains to mitigate effects of dynamic liquefaction in soils.** Rio de Janeiro, 2021. 153p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Throughout centuries there are many recorded cases of collapse of sandy deposits with considerable economic losses, loss of human life and damage to the environment caused by the dynamic liquefaction or cyclic mobility. When a satisfactory performance of structures can't be guaranteed under seismic loading, methods of mitigation must be employed in order to reduce the potential of liquefaction. Among these methods, the execution of prefabricated vertical drains is an interesting, but challenging, solution, because drains can be used if they dissipate very quickly the excess of porepressure generated during the small duration of earthquakes. One of the main challenges is to evaluate the coefficient of permeability of the deposit which affects and brings uncertainties to the desirable distance between the drains installed. On this work, analysis of the performance of vertical drains to mitigate dynamic liquefaction are performed based in mathematical formulations and numerical models through the Finite Element Method.

Keywords

Wick drains; soil liquefaction; numerical analysis; cyclic behavior of soils.

1. Introdução

1.1. Histórico sobre o fenômeno

A engenharia sísmica é considerada prematura comparada à outros tipos de engenharia como a estrutural e a geotécnica, sendo datada de 30 à 40 anos atrás. Kramer (2008) considera que este tipo de engenharia tem aspectos de geologia, sismologia, engenharias estruturais e geotécnicas, como também análise de riscos, entre outros.

Com o foco na área geotécnica, durante a duração do terremoto, o solo pode sofrer perda de resistência, resultando assim, em recalques, até mesmo diferenciais, escorregamentos, rupturas de barragens, etc (NRC, 1985). Dentre vários fenômenos decorrentes das situações mencionadas, pode ser considerado que o mais complexo, é o da liquefação.

Vários conceitos foram usados para definição de liquefação (Seed & Idriss (1970), NRC (1985), Sladen *et al.* (1985), Kramer (1996), Idriss & Boulanger (2008)) e todos têm algo em comum: um fenômeno que acontece unicamente em solos granulares saturados onde há uma perda significativa da sua resistência ao cisalhamento, podendo se tornar instável.

Danos causados por esse fenômeno são datados desde 1783, nos terremotos da Calábria e 1811 durante os terremotos em New Madrid, Missouri (Figura 1) (Fuller, 1912). No entanto, o terremoto causado em Niigata, Japão e no Alasca, EUA, e seus respectivos danos, chamou a atenção da comunidade geotécnica para o então, inexplorado fenômeno.

O terremoto no Alasca ocorreu no dia 27 de março de 1964 e durou aproximadamente 4 minutos e meio. Com uma magnitude de 9,2 na escala Richter é considerado o maior terremoto já registrado nos EUA, e o segundo maior do planeta, perdendo para o ocorrido no Chile, em 1960, com a magnitude igual à 9,5. Segundo a United States Geological Survey (USGS) (2014), 47 estados do país registraram o tremor. O mesmo gerou milhares de tremores secundários menores levando à deslizamentos de terra, formação de tsunamis resultando em mortes próximos à Oregon e a Califórnia, entre outras rupturas, causando 129 mortes e um prejuízo estimado em 2,3 bilhões de dólares (na cotação de 2013). A Figura 2 mostra os danos causados pelos tremores.

O terremoto de Niigata, Japão aconteceu no dia 16 de junho do mesmo ano. O tremor, cuja magnitude foi igual à 7,6 atingiu a cidade de Niigata e outros vilarejos próximos à costa japonesa. Além do tremor, segundo Iida (1984), 15 minutos após o término do tremor, a cidade Niigata fora atingida pela primeira onda do tsunami que chegou a ter até 6 metros em certas localidades. As outras ondas foram atingindo a cidade em 20 e 50 minutos depois, no entanto, a inundação do tsunami causado pelo tremor se alastrou por um mês. (Isamu, 1964). Houve 36 mortes, 385 feridos, a destruição completa de 3534 casas e mais de 10 mil danificadas, como também a destruição de várias estruturas construídas para a Olimpíada de Tóquio que aconteceria em outubro (Rothé, 1969).

Dentre vários casos, duas imagens chocaram a comunidade geotécnica. A primeira, mostrada na Figura 3 à esquerda, um conjunto de apartamentos tombados,

e à direita, o colapso da ponte Showa, que havia sido recém-inaugurada. Kawasumi (1968) considera que o dano causado tenha sido maior do que 1 bilhão de dólares.

Em ambos os casos, houve a ocorrência de liquefação do solo, e como se observou, o fenômeno é danoso, tanto financeiramente, quanto estruturalmente. No entanto, engana-se quem pensa que liquefação acontece apenas devido à um carregamento cíclico. Ocorrendo geralmente em barragens de rejeitos, a liquefação estática, ou seja, causada por um carregamento monotônico, causa os mesmos danos observados no carregamento cíclico, como, é o exemplo da Barragem de Fundão, na cidade de Bento Rodrigues, Brasil.

No dia 05 de novembro de 2015, a Barragem de Fundão no estado de Minas Gerais, rompeu, liberando quase milhões de metros cúbicos de rejeitos. Segundo Sánchez *et al.* (2018), uma massa de rejeitos viscosa passou com uma alta velocidade pelo vale de Santarém, erodindo seus fundos e flancos, e carreando vegetação e sedimentos. Trinta minutos após a ruptura, a comunidade de Bento Ribeiro, que fica 6 km à jusante da barragem havia sido totalmente atingida, levando os rejeitos a se depositarem sobre as margens dos rios. Ao todo 19 pessoas morreram, e houve a destruição de 218 estruturas e a danificação de mais de 600. (Carmo *et al.*, 2017).

O impacto ambiental causado pelo rompimento fez com que o incidente se tornasse uma das maiores tragédias ambientais do país. Mais de 11 toneladas de peixes foram mortos nos estados de MG e ES, 680 km de rios e córregos foram atingidos, 392 km² da área marinha fora contaminada e a natureza eliminará o rejeito no oceano em, aproximadamente 100 anos (Meneghetti, 2020). A ruptura ocorreu, segundo Morgenstern *et al.* (2016) primeiramente, devido à uma mudança não permitida no projeto original, e, devido ao mecanismo de extrusão lateral, que foi desenvolvido conforme a barragem foi alteada, resultando em diminuição do confinamento da areia. A Figura 4 mostra os danos causados pela ruptura.

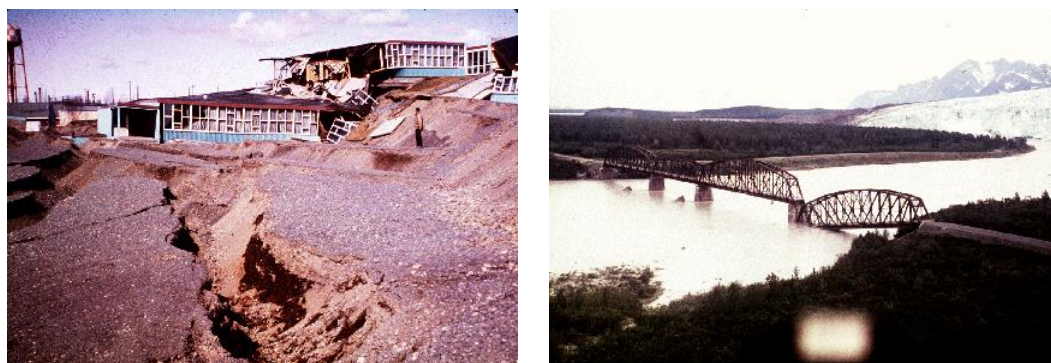


Figura 1 – Consequências do terremoto no Alaska, 1964 - Esq.: pátio da escola Government Hill destruída; Dir.: vão da ponte “Million Dollar” derrubada no Rio Copper (USGS, 2014)

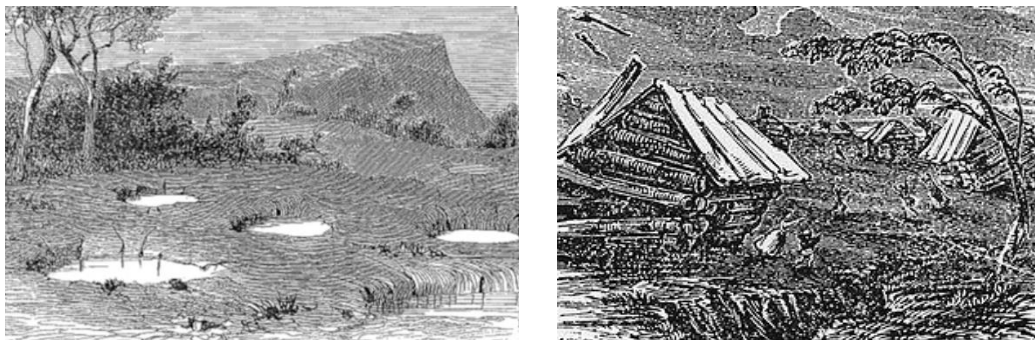


Figura 2 – Danos causados por liquefação nos terremotos de Calábria (esq.) e New Madrid (dir.)

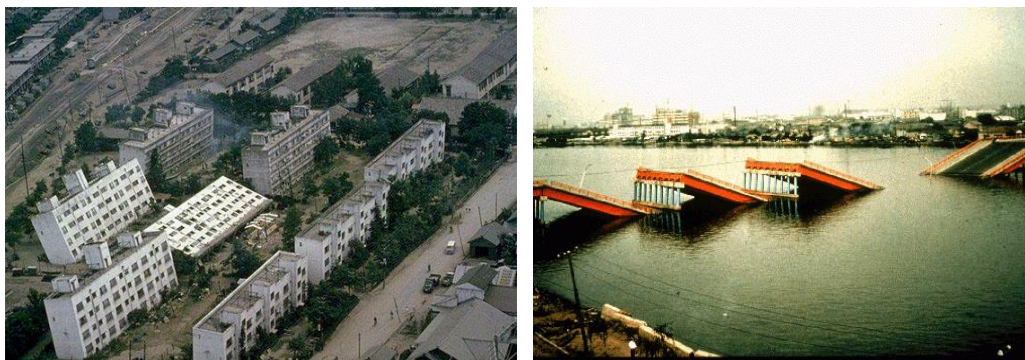


Figura 3 – Danos causados pelo terremoto em Niigata, Japão em 1964 – Esq.: rupturas das fundações dos edifícios na cidade de Niigata; Dir.: ruptura da ponte Showa, recém-inaugurada (NOAA, 1964)



Figura 4 – Danos causados pelo rompimento da barragem de Fundão, Brasil em 2015 – Esq.: distrito de Gesteira, MG, totalmente destruído; Dir.: escola em Bento Rodrigues, MG. (TV Globo, 2016)

Kramer (1996) considera que o termo liquefação tenha sido usado para definir uma variedade de fenômenos causados pela geração de excesso de poropressão. No entanto, o mesmo considera que o fenômeno que resulta da formação de excesso de poropressão, possa ser dividido em: fluxo por liquefação e mobilidade cíclica. NRC (1985) divide o resultado do fenômeno em: rupturas de fluxo e rupturas de deformação, mas, se tratam das mesmas rupturas.

1.2. Avaliação da Liquefação de Solos

Kramer (1996) e Idriss e Boulanger (2008) consideram certas perguntas essenciais quando se inicia uma obra em um local com possível solo liquefazível.

- O solo é suscetível à liquefação?
- Se o solo for suscetível, liquefação será iniciada?
- Se a liquefação for iniciada, ocorrerá danos?
- Sobre os danos: quais as consequências para estruturas e instalações?
- Quais as opções para mitigar as consequências?

Assim, entende-se que os três pontos chaves da avaliação da liquefação do solo são: susceptibilidade, iniciação e efeitos. Seed *et al.* (2003) considera 5 elementos como chaves para a Engenharia de Liquefação. Os elementos, são complementos das questões idealizadas pelos autores acima citados, e são mostradas na Fig.5.

Da Figura 5, o primeiro ponto é a avaliação da iniciação da liquefação, o que complementa a primeira questão acima. Então, se faz necessário um entendimento do comportamento dos solos granulares durante os carregamentos, sejam cíclicos ou monotônicos, gerando assim, o aumento de poropressão, e consequentemente, a possível liquefação.

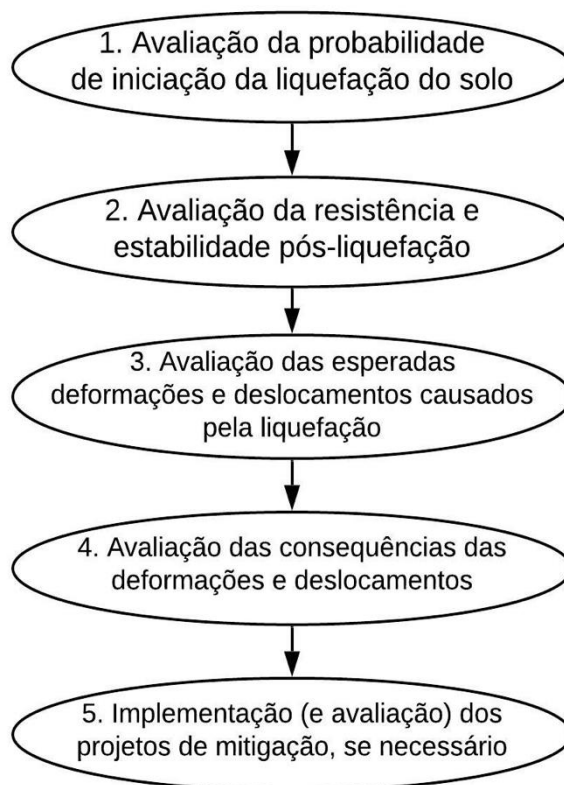


Figura 5 – Elementos chaves da Engenharia de Liquefação (adaptado de Seed *et al.*, 2003)

1.3. Susceptibilidade Do Solo à Liquefação

Castro (1969) considera que liquefação é um fenômeno no qual solos granulares tem uma redução substancial da sua resistência ao cisalhamento, fazendo com que a massa de solo flua como um líquido. Como vários outros autores (Seed and Idriss (1971), Sladen *et al.* (1985), Ishihara (1995), Kramer (1996), Idriss and Boulanger (2008), entre outros) citaram, liquefação é um fenômeno direcionado totalmente para solos granulares. No entanto, há muita discussão sobre o comportamento de solos siltosos, argilosos e pedregulhos. Há casos em que houve liquefação para pedregulhos como mostrado em Evans (1987), Harder (1988), Hynes (1988) e Andrus (1994). Há certos métodos para mensurar a susceptibilidade do material de sofrer o fenômeno.

1.3.1. Geologicamente

O estudo geológico do local de construção é uma etapa essencial pois nela pode-se observar a susceptibilidade do solo à liquefação. No critério definido por Youd e Perkins (1978), solos mais suscetíveis à liquefação são aqueles que foram recentemente depositados, e vão adquirindo resistência com o tempo. NRC(1985) separa a idade dos solos conforme seu período onde: solos do último período Holoceno, 0-1000 anos; antigo período Holoceno, 1-10 mil anos; antigo período Pleistoceno: 10-130 mil anos. E, depósitos mais antigos do que o Pleistoceno são considerados não suscetíveis à liquefação.

Outro fato que é interessante considerar é a profundidade do nível d'água. Quanto mais profundo o NA, menor a susceptibilidade à liquefação. Idriss e Boulanger (2006) reitera que liquefação é considerada apenas para profundidades menores do que 15 metros. No entanto, a liquefação à grandes profundidades é passível de acontecer, podendo não se manifestar na superfície, o que torna a situação alarmante.

1.3.2. Composição do Material

Tsuchida (1970) montou, através da curva granulométrica, um limite de dimensão do grão para os solos mais potenciais liquefazíveis e com alto potencial de liquefação, como mostra a Figura 6. Seed *et al.* (2003) considera que a diferença do comportamento de pedregulhos para os solos arenosos é dado por dois fatores: são mais permeáveis, dissipando o excesso de poropressão gerado rapidamente; devido à massa das partículas, os pedregulhos são raramente depositados “gentilmente”, não estando no estado fofo. No entanto, a rápida drenagem é considerada inútil caso: a) a camada de pedregulho for cercada de materiais menos permeáveis; b) drenagem é impedida devido à presença de finos nos espaços vazios; c) se a camada possuir uma grande dimensão, fazendo com que a distância de drenagem seja grande.

Para solos coesivos, principalmente siltes e argilas siltosas, um critério proposto por Wang (1979) e Seed e Idriss (1982) (Figura 7) considera solos liquefazíveis àqueles que possuem:

- porcentagem de finos menores do que 0,005 mm \leq 15%;
- limite de liquidez \leq 35%;
- teor de umidade \geq 0,9*LL;

Mas, Andrew e Martin (2000) perceberam, através dos dados utilizados pelos autores, que o critério estava influenciado por convenções chinesas, mudando o mesmo para convenções americanas. O considerado, Critério Chinês Modificado, considera que solos liquefazíveis possuem:

- porcentagem de finos menores do que 0,002 mm $\leq 10\%$;
- limite de liquidez $\leq 32\%$;

Solos que possuem a porcentagem de finos maiores do que 10% e limite de liquidez maior do que 32% são automaticamente não suscetíveis à liquefação. Caso o solo seja intermediário entre esses casos, é necessário fazer maiores estudos.

Bray *et al.* (2001) observou que a porcentagem de finos é bem menos relevante do que a plasticidade do material, visto que, houve casos de liquefação para solos que possuíam mais de 10% dos grãos menores que 0,002 mm. Logo, foi sugerido pelo mesmo outras recomendações que levavam em consideração o Índice de Plasticidade (IP) do solo como também, o LL e porcentagem de finos (FC), mostrado na Figura 7.

Os solos foram divididos em três zonas: A, B e C. Se o solo possui um IP menor do que 12 e o LL menor do que 37, se encontrará na zona A que afirma que o solo é potencialmente liquefazível se o teor de umidade foi maior do que 80% do LL. Já a zona B, é para solos que possuam o IP até 20 e o LL menor do que 47, sendo suscetíveis à liquefação caso o teor de umidade seja maior do que 85% do LL. A última zona, C, considera os solos não suscetíveis à liquefação, àqueles com IP > 20 e LL variável.

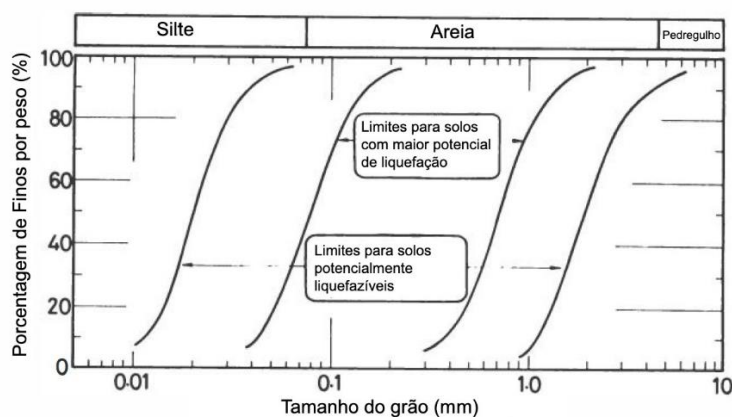


Figura 6 – Limites de granulometria para solos com alto potencial de liquefação e potencialmente liquefazíveis (adaptado de Tsuchida, 1970)

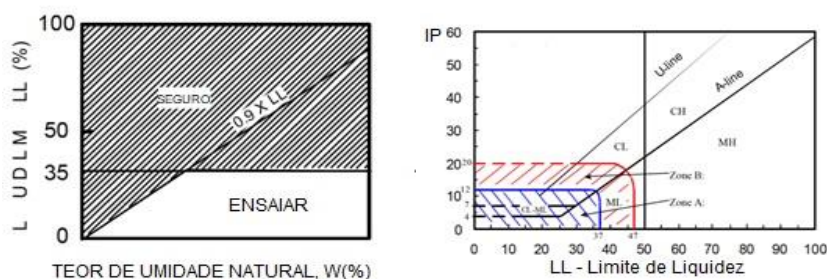


Figura 7 – Critério Chinês Modificado (adaptado após Wang, 1979 e Seed e Idriss, 1982) (esq.); Critério de Bray e Sancio *et al.*, 2002 (adaptado) (dir.)

1.3.3. Critérios de Estado: Estado Crítico e Estado Permanente (Critical State and Steady State)

O termo de índice de vazios crítico se tornou o tema de muita discussão depois do trabalho de Casagrande (1936). O autor concluiu em ensaios triaxiais drenados de deformação controlada que durante deformações cisalhantes, a diminuição de volume de uma areia fofa e o aumento de volume de uma areia densa tendem para o mesmo índice de vazios crítico ou densidade crítica. Esse estado é considerado aquele em que uma massa do solo continua se deformando mesmo com tensões e índice de vazios constante (Been e Jefferies, 2008). A Figura 8 mostra resultados dos ensaios, onde percebe-se que todos tendem para o mesmo valor de índice de vazios, o índice de vazios crítico, e_c , sobre grandes deformações.

Casagrande utilizou diferentes tensões de confinamento, e conseguiu encontrar uma relação entre a tensão e o índice de vazios crítico, e a denominou de linha CVR (Critical Void Ratio). A mesma linha foi definida como o ponto de mudança de comportamento, sendo o dilatativo encontrado abaixo da linha, e o contrativo acima da linha. A Figura 9 mostra a relação demonstrada no espaço σ'_{3c} - σ_d ou σ'_{3c} - e .

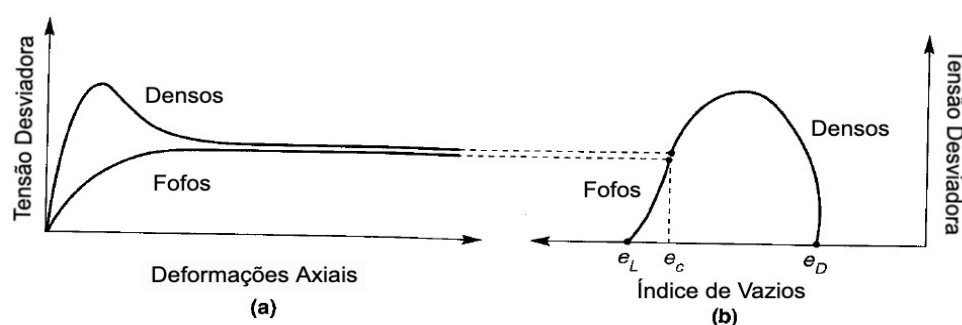


Figura 8 – Índice de Vazios Crítico para areias (adaptado de Kramer, 1996)

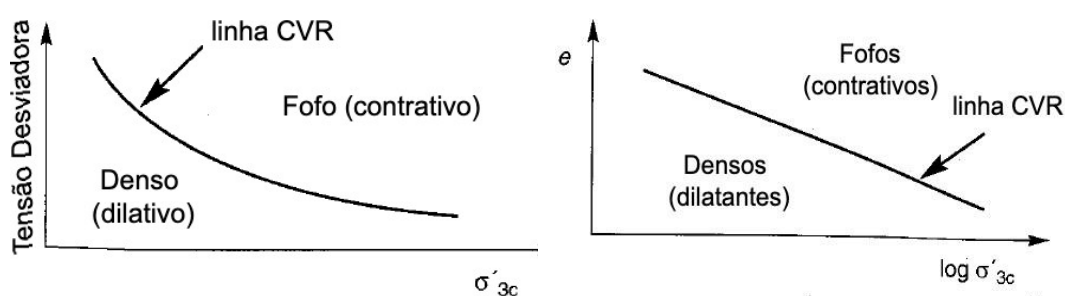


Figura 9 – Linha CVR relacionando a tensão de confinamento (σ'_{3c}) e a tensão desviadora (σ_d) (esq.) e índice de vazios (e) e log de σ'_{3c} (adaptado de Kramer, 1996)

O estado permanente foi definido por Poulos (1981) como a deformação constante que a massa de solo experencia com volume, tensão efetiva normal, tensão cisalhante e velocidades constantes. Diferentemente do estado crítico, o estado permanente é obtido em testes triaxiais não drenados de tensão controlada em areias fofas (Been *et al.*, 1995). Castro (1969) executou ensaios demonstrados anteriormente com carregamentos estáticos e cíclicos e observou três tipos de comportamento no solo, como mostrado na Figura 10.

O comportamento A, definido por corpos de prova bem fofos, exibiram uma resistência ao cisalhamento de pico para pequenas deformações, e logo após, houve uma perda significativa de resistência rapidamente, tendendo para grandes deformações. O comportamento B, definido por corpos de prova de areia densas, mostram uma pequena contração e, logo depois, expandiu, mesmo com altas tensões confinantes, e consequentemente, altas resistências. Já o comportamento C, por sua vez, é caracterizado por um solo cuja densidade é mediana. Percebe-se que inicialmente, há um pico de resistência para pequenas deformações como para solos do tipo A. No entanto, após uma certa quantidade de deformação, houve o início de dilatação do corpo de prova, caracterizando um ganho de resistência, que é contínuo enquanto há aumento do carregamento.

O ponto em que o solo deixa de ter o comportamento contrativo e passa a ter o dilatante foi considerado por Ishihara (1975) como o ponto de transformação de fase. O comportamento definido pela areia do tipo C foi definido por Castro (1969) como liquefação limitada. Como nos ensaios executados por Casagrande (1936), Castro encontrou uma relação entre o índice de vazios e tensão efetiva confinante, e essa relação se mostrou paralela à linha CVR definida por Casagrande. A junção dos pontos definindo a relação definida por Castro é chamada SSL (Steady State Line, em tradução literal, linha de estado permanente).

A linha SSL pode ser vista tridimensionalmente como uma curva no espaço e - σ' - τ ou no espaço e - p' - q , visualizado na Figura 11 e também, pode ser vista em termos da resistência ao cisalhamento do estado permanente, S_{su} , tendo em vista que há uma proporcionalidade entre o valor e a tensão confinante efetiva (Kramer, 1996). Quando ambas as linhas, sejam em termos de σ'_{3c} ou S_{su} , são demonstradas em escalas logarítmica, há uma igualdade entre as mesmas, como demonstrado pela Figura 12.

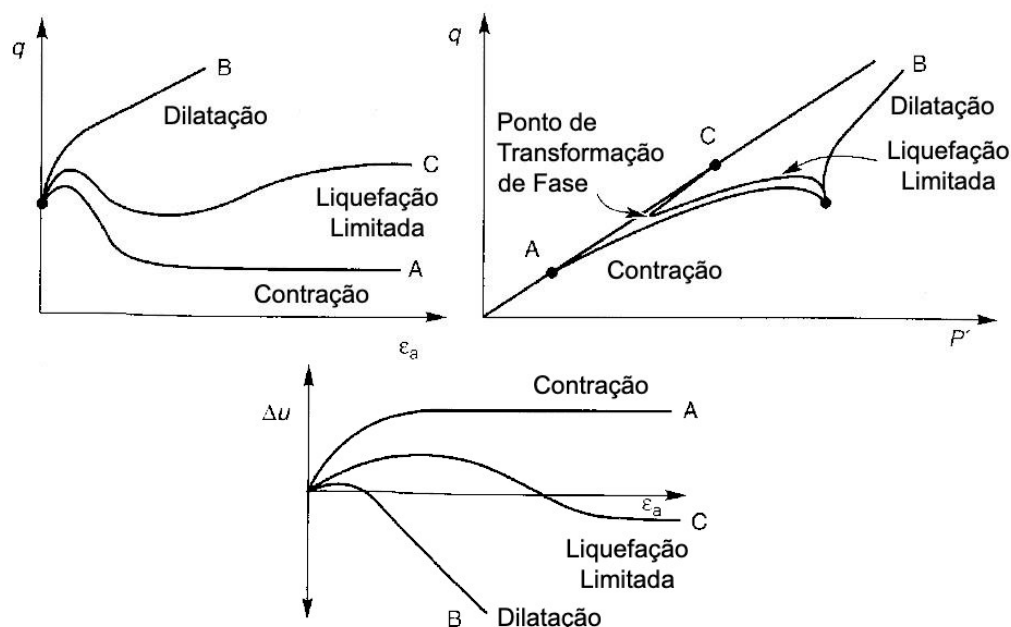


Figura 10 – Resultado de ensaios triaxiais executados por Castro (1969) (adaptado de Kramer, 1969)

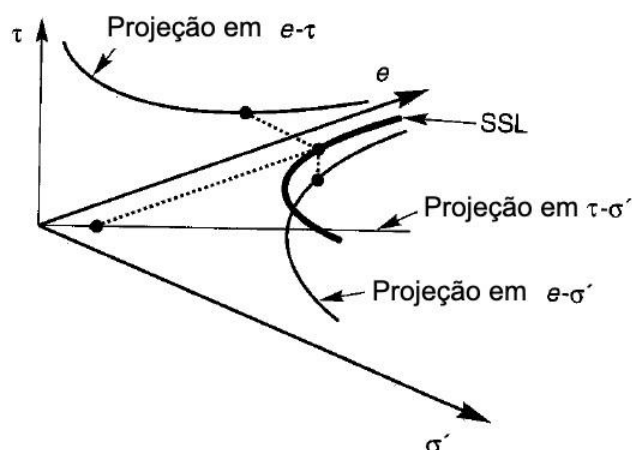


Figura 11 – Projeção da linha SSL tridimensionalmente (adaptado de Kramer, 1996)

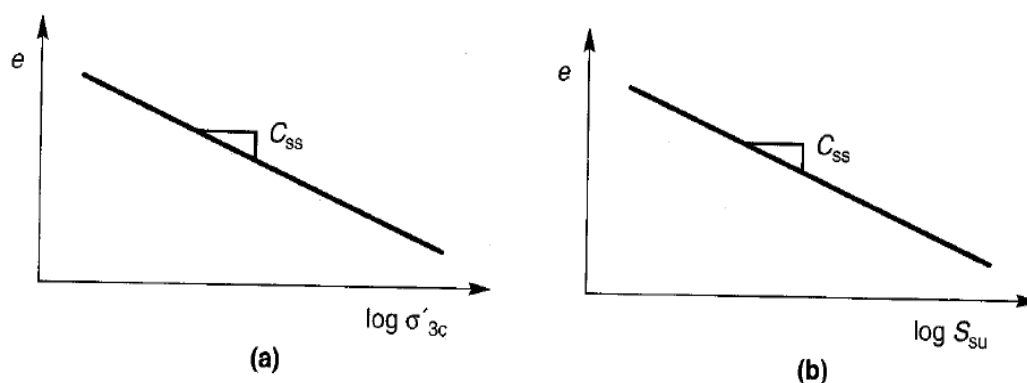


Figura 12 – Proporcionalidade entre os valores da tensão confinante e da resistência do estado permanente (adaptado de Kramer, 1996)

A questão da equivalência da linha CVR e a linha SSL foi objeto de discussão nos anos 70 e 80 através de diversos pesquisadores (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen *et al.*, 1985). Como dito anteriormente, o método de obtenção das linhas é totalmente diverso: para a linha CVR, ensaios triaxiais de deformação controlada em areias dilatantes; e, para a linha SSL, ensaios triaxiais de tensão controlada em areias contrativas. Poulos (1981) afirmou que a grande diferença entre os estados é devido ao movimento no estado permanente que possui uma velocidade constante. No entanto, Been & Jefferies (2006) considera que o termo da velocidade pode ser extremamente pequeno, fazendo assim, com que os estados sejam equivalentes. Assim, é justificável utilizar como um único termo, o estado crítico, para ambos estados críticos e permanente (Been *et al.*, 1991).

Devido à certas deficiências na construção de aterros, Been e Jefferies (1985) apresentaram um parâmetro físico, definido como o parâmetro de estado, \square . Estado, que é considerado uma descrição de condições físicas, deve ser definido em termos do índice de vazios e tensões, sendo medidos em relação à uma condição de referência. A escolha dessa condição referencial deve levar em consideração uma estrutura cujo comportamento não é influenciado pelas condições iniciais do ensaio (Been e Jefferies, 1985).

Essa condição referencial encontrada foi o estado definido anteriormente, o estado crítico. O estado é função da densidade relativa, e independente da tensão, logo, condições iniciais do ensaio. O parâmetro é definido como na Eq. 1.1 por Been e Jefferies (1985) e na Figura 13.

$$\psi = e_o - e_{ss} \quad (1.1)$$

, onde e_o é o índice de vazios inicial e e_{ss} , o índice de vazios no estado permanente.

Caso a diferença seja positiva, ou seja, o solo apresente um comportamento contrativo, o mesmo é suscetível à liquefação. Agora, caso, a diferença seja negativa, o solo apresenta um comportamento expansivo, não sendo suscetível. Rafael (2009) considera que há um grande apelo prático para definição de ψ através de ensaios in situ, no entanto, a sua precisão é totalmente dependente da localização da linha SSL. Caso a linha seja encontrada erroneamente, o valor do parâmetro pode sofrer grandes alterações.

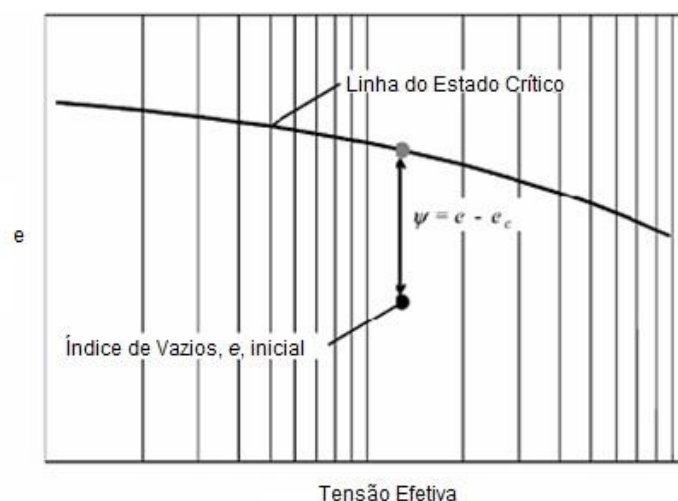


Figura 13 – Definição do parâmetro de estado, ψ (Been e Jefferies, 2006)

2. Comportamento de Solos Saturados Submetidos à Carregamentos Estáticos e Cíclicos

Robertson (1994) propôs um fluxograma para melhor entendimento da avaliação dos solos submetidos à diferentes tipos de carregamento. O tipo de comportamento que o solo possui o guiará para diferentes consequências, como mostrado na Figura 14. Após a caracterização do material, avaliando a sua susceptibilidade, o mesmo pode sofrer um amolecimento com deformações (strain softening) ou endurecimento (strain hardening). As seções subsequentes serão divididas entre o entendimento experimental de cada comportamento.

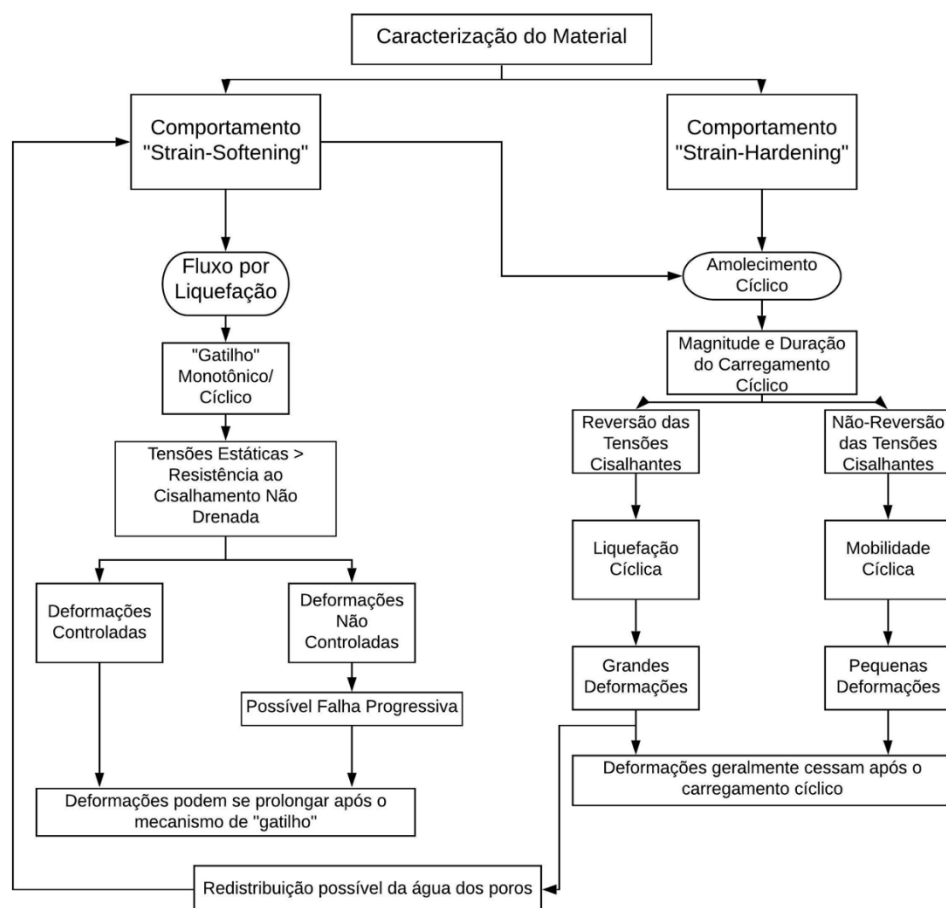


Figura 14 – Fluxograma proposto para avaliação de liquefação (adaptado de Robertson, 1994)

2.1. Comportamento *Strain-Softening*

Ishihara (1993) realizou uma série de ensaios triaxiais para compreender o comportamento dos solos sob condições não drenadas com carregamento estático ou cíclico. O resultado foi interpretado por Idriss e Boulanger (2006). Os resultados mostrados são referentes apenas às condições não drenadas, onde não há deformações volumétricas e, consequentemente, o índice de vazios permanece constante. A Figura 15 mostra os resultados de um carregamento estático.

A Figura 15(a) mostra o comportamento de uma areia de densidade relativa igual à 16%, sendo considerada uma areia fofa. Os corpos de prova testados com

σ'_{3c} de 0,6 e 1,0 atm tem o mesmo comportamento. Iniciam-se contrativas (aumentando poropressão), atingem o pico de resistência para pequenas deformações, perdendo boa parte da resistência pós-pico e para grandes deformações, começam a apresentar comportamento dilatante (diminuindo poropressão), aumentando a resistência e tendendo para seu estado crítico. As amostras testadas com tensão confinante igual à 0,1 e 0,2 atm apresentaram um comportamento de expansão, diminuindo a poropressão, e aumentando assim, a resistência. Idriss e Boulanger (2006) constatou que independente da tensão confinante, todas as amostras tendem para o mesmo estado crítico.

Na Figura 15(b), cuja densidade é igual à 38%, os corpos de prova testadas com altas tensões confinantes (σ'_{3c} de 30 e 20 atm) apresentaram comportamento contrativo, com pico de resistência, seguido por uma perda menor de resistência, tendendo para o estado crítico. Já as tensões confinantes menores, apresentaram tendências dilatativas, tendendo para o estado crítico após um aumento de resistência. O valor da resistência no estado crítico encontrado para amostra de densidade 38% é 18 vezes maior do que a resistência para a densidade 16%. Nos dois primeiros corpos de prova, para determinadas tensões é possível observar a mudança de comportamento do material. Essa mudança, discutida anteriormente, é denominada por Ishihara *et al.* (1975) como transformação de fase. Idriss e Boulanger (2006) ao agruparem os diversos estados de tensão e índice de vazios conseguiram definir uma relação entre elas denominada de linha de “estado quase-permanente” (QSSL, “quasi steady-state” line) e a resistência equivalente como resistência do “estado quase-permanente”. A Figura 16 mostra ensaios executados por Ishihara (1993) sendo os pontos P e Q de transformação de fase.

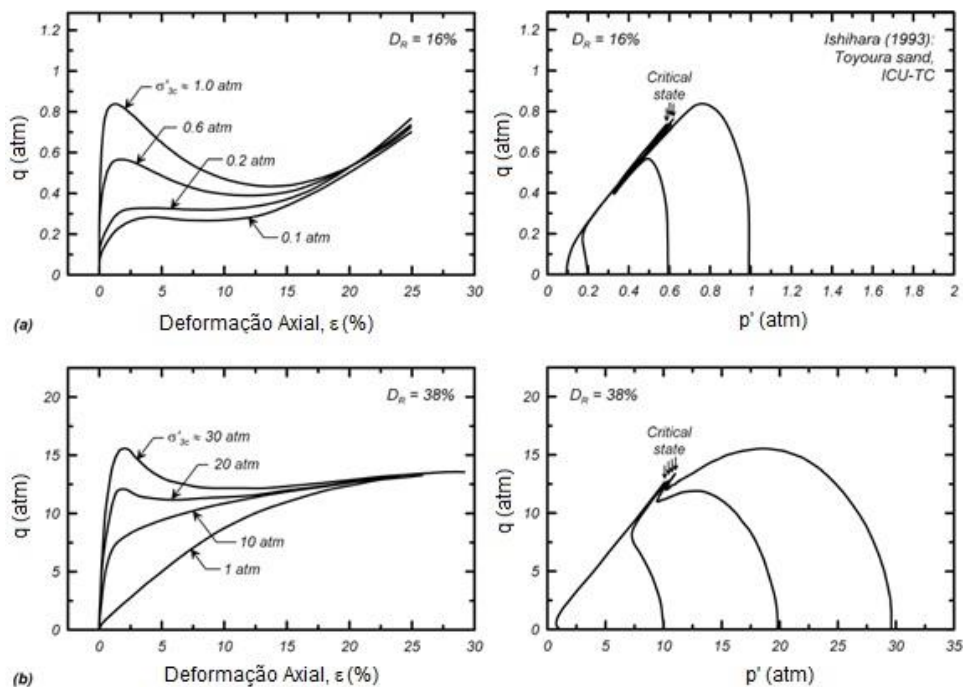


Figura 15 – Comportamento de areias de diferentes densidades sob carregamento estático não drenado (Ishihara, 1993 adaptado por Idriss e Boulanger, 2006)

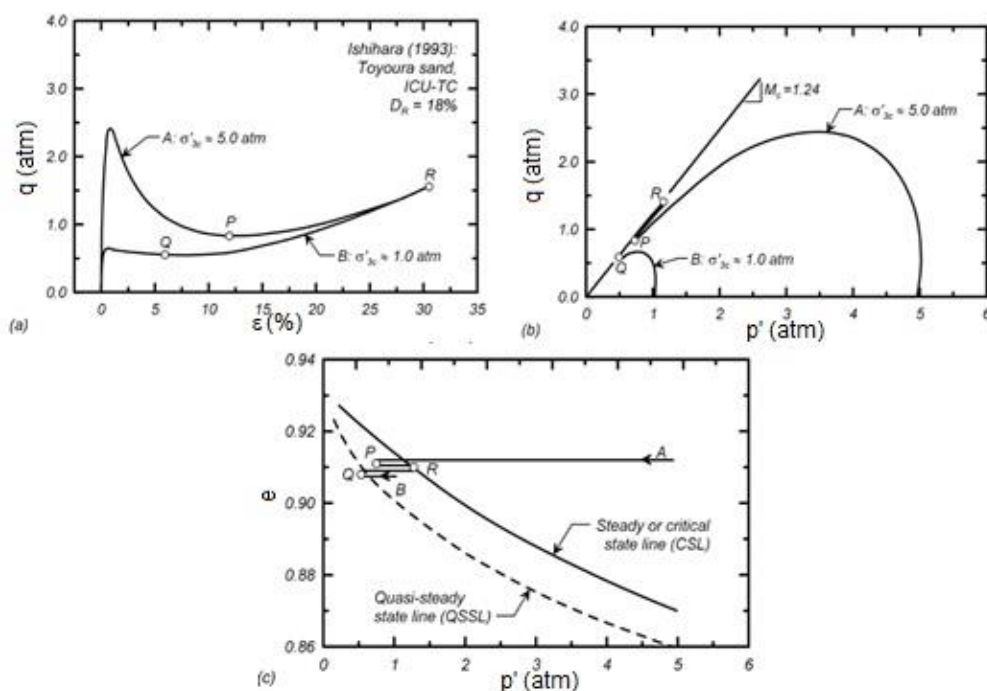


Figura 16 – Comportamento de solos experienciando o ponto de transformação de fase definido por Ishihara *et al.* (1975) (adaptado de Idriss e Boulanger, 2006)

Para o carregamento cíclico, antes de ir diretamente para o caso não drenado, é necessário entender um conceito do caso drenado. Um corpo de prova sujeito à ciclos de carregamento com reversão das tensões cisalhantes causa a contração do solo, independente da densidade. Youd (1972) testou a areia de Ottawa para este tipo de ensaio, resultando no gráfico mostrado na Figura 17.

Do ponto A, com tensões cisalhantes iniciais, há um pequeno adensamento, levando para o ponto B. Com a continuidade do carregamento, há uma expansão de volume, levando para o ponto C, cujo índice de vazios é maior do que o do início do ensaio. No momento em que há a reversão de tensões cisalhantes, o ponto C é levado até o ponto D, estando com o menor índice de vazios desde o início do ensaio, onde ao haver carregamento contínuo leva para o ponto E, com um aumento do volume. Esse procedimento é repetido para cada ciclo do carregamento fazendo com que o solo se torne mais denso à cada ciclo. A magnitude das deformações volumétricas experienciadas dependem da magnitude das tensões cisalhantes aplicadas, como também, o número de ciclos, a densidade relativa, diferença entre o índice de vazios máximo e mínimo, tensão efetiva confinante e OCR.

Com um carregamento cíclico, o esqueleto sólido tende a contrair devido aos ciclos e com o rearranjo das partículas, as tensões normais que então seriam transferidas para os grãos, devido à impossibilidade de drenagem, são transferidas para os poros de água, aumento assim, o valor de poropressão e diminuindo a tensão efetiva. A Figura 18 mostra o mecanismo da geração de poropressão. Começando no ponto A, há uma variação de volume determinada como Δe , levando o ponto para B, com a mesma tensão efetiva, σ'_{vc} . No entanto, como não é possível haver variação volumétrica em um solo completamente saturado, há um ressalto do volume modificado para o volume inicial que é compensado com um aumento de poropressão, levando para o ponto C, cuja tensão efetiva agora é igual à σ'_{vf} .

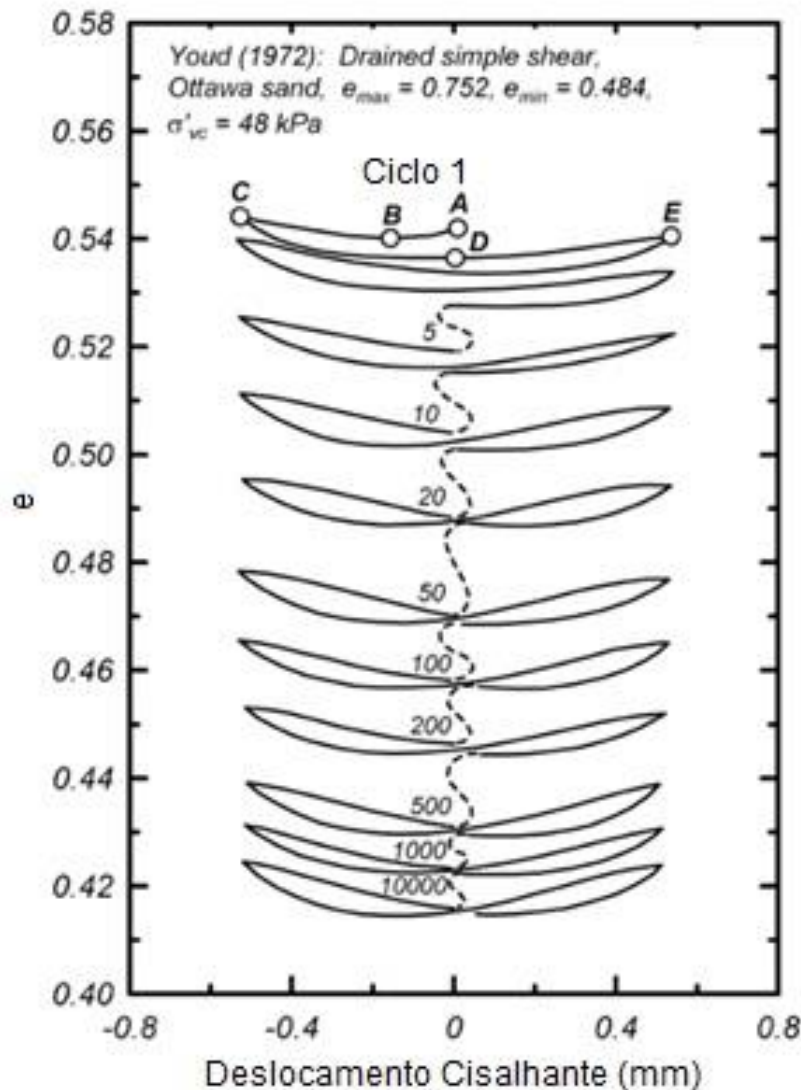


Figura 17 – Processo de adensamento devido à um carregamento cíclico (adaptado de Idriss e Boulanger, 2006)

O carregamento continua até o momento em que a poropressão é igual a tensão total, fazendo assim, com que a tensão efetiva seja igual à zero, referindo à condição definida como “liquefação inicial” (Seed e Lee, 1966). O aumento de poropressão faz com que a trajetória de tensão a cada ciclo se aproxime mais da ruptura, e assim que a mesma toca a linha, há o desenvolvimento desenfreado da poropressão e deformações.

O excesso de poropressão gerado durante o carregamento é normalizado pela tensão de confinamento menor (σ'_{3c}), obtendo assim, a razão do excesso de poropressão, ru , dado pela Eq.2.1.

$$ru = \frac{\Delta u}{\sigma'_{3c}} \dots \dots \dots (2.1)$$

Para situações em campo, a equação do índice ru é modificada para Eq. 2.2, sendo esta desenvolvida para situações 1D, onde as tensões verticais totais não mudam durante o tremor (Beaty e Byrne, 2011).

$$ru = \frac{u - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (2.2)$$

, onde u é a poropressão no tempo em que ru é obtido, u_0 , a poropressão inicial e σ'_{v0} , a tensão vertical efetiva inicial.

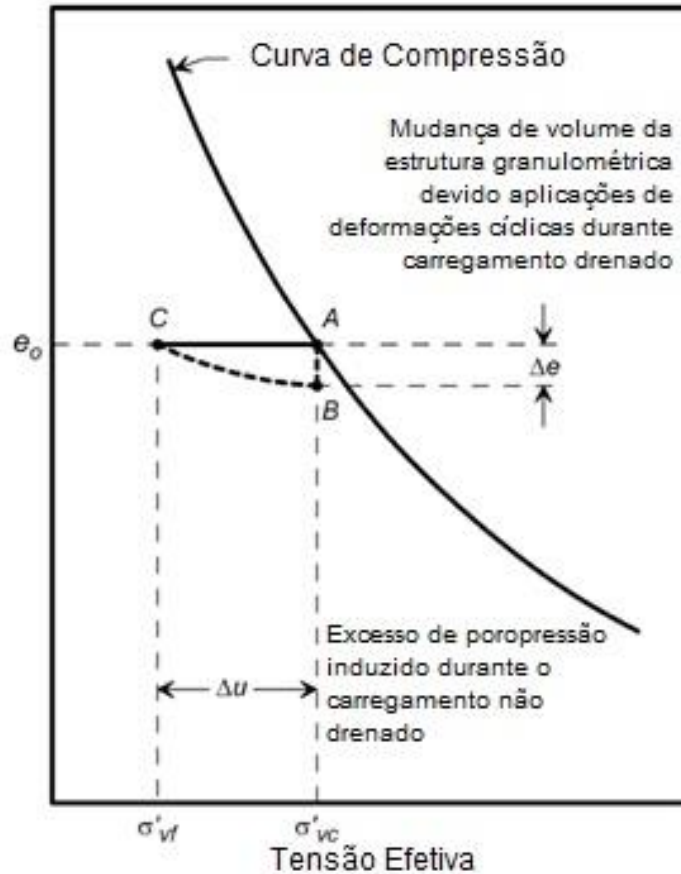


Figura 18 – Mecanismo de geração de poropressão (adaptado de Idriss e Boulanger, 2006)

Beaty e Byrne (2011) afirmam que a definição de ru para casos 2D é problemática devido à mudança da hipótese inicialmente adotada de tensões verticais totais inalteráveis. O maior valor de ru é o de 1,0, correspondente à um excesso de poropressão de 100%. Porém, Idriss e Boulanger (2006) reitera que é possível valores de ru maiores que o limite acima citado sob carregamentos in situ, em centrífugas ou modelos numéricos, como 1,5, devido as mudanças permanentes em tensões totais para casos 2D.

Beaty e Byrne (2011) desenvolveram uma nova equação para ru baseada em suas limitações para o caso 2D para o seu modelo constitutivo UBCSand. A equação, dada por Eq 2.3, é dependente das tensões verticais efetivas iniciais e no momento do cálculo de ru , respectivamente, σ'_{v0} e σ'_v .

$$ru = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (2.3)$$

Seed e Harder (1986) afirmam que as equações encontradas anteriormente são baseadas em testes de laboratório para condições de depósitos planos, logo, tensão

cisalhante igual à zero, como mostrado por Tokimatsu e Yoshimi (1983) para solos arenosos. Para casos de taludes, a tensão efetiva não precisa ser totalmente zerada para iniciar grandes deformações. O termo ru foi dado por Seed e Harder (1986) como:

$$ru = \frac{\Delta u}{\Delta u_{lim}} \quad (2.4)$$

, onde Δu é a poropressão gerada ciclicamente e Δu_{lim} , a poropressão necessária para iniciar grandes deformações.

Para a ocorrência da liquefação, inicialmente utilizava-se ru igual à 1, quando o excesso de poropressão é igual à tensão total, assim, tensão cisalhante é igual à zero, sendo este esquema definido como liquefação inicial. Através de resultados de ensaios acerca do tema, vários pesquisadores encontraram vários valores de ru para início de liquefação, sendo todos menores que 1. Beaty e Bryne (2001), encontraram 0,7, Hazirbaba e Rathje(2009) 0,9 e Wu *et al.*(2004), 0,95.

A curva de tensão x deformação para carregamentos cíclicos e estáticos é demonstrado por NRC (1985) na Fig.19. O carregamento cíclico causa aumento de poropressão e conseqüentemente, deformação, atingindo seu pico, depois perdendo uma parcela significativa de sua resistência até atingir a resistência no estado permanente.

Imagine que uma barragem foi construída com o solo testado para liquefação. A tensão cisalhante mantendo a barragem em equilíbrio é dada por τ_{static} . Caso a resistência ao cisalhamento do solo no estado permanente seja menor ou igual à τ_{static} , acontece o fluxo por liquefação, como demonstrado na Figura 19.

As deformações decorrentes no solo irão ocorrer apenas ao fim do carregamento. Como mostrado por Robertson (1994), as deformações podem ser subdivididas em: controladas (contained) e não controladas (uncontained). O fator que leva à diferenciação da magnitude de deformação é a diferença entre a tensão cisalhante estática e a resistência residual. Caso, a diferença entre elas seja pequena, há deformações controladas. Contrariamente, caso a diferença seja grande, há uma deformação progressiva. Os deslocamentos são cessados quando a tensão cisalhante estática atinge o equilíbrio novamente.

Um exemplo à ser utilizado foi o estudo que Castro (1992) fez ao analisar o comportamento da ruptura da barragem de Lower San Fernando em 1971. A ruptura da barragem ocorreu na face de montante, deixando a parte de jusante intacta. Os tremores, que foram da ordem de 0,5 a 0,55g, fizeram com que 40 segundos após seu término (Seed, 1979), grande blocos de solo intacto se deslocassem 61 m do pé da barragem. Então, os deslocamentos ocorreram após a cessação dos tremores, fazendo com que estes foram causados devido à tensão estática dos materiais (Castro, 1992).

De fotos de construção do aterro, pôde-se notar que as seções de montante e jusante foram alteadas e construídas simetricamente, assumindo assim, que as características do solo são iguais. O objetivo de Castro era ensaiar o solo da barragem para definir qual era sua resistência ao cisalhamento no estado

permanente, S_{us} , que de posse da tensão estática, justificasse os grandes deslocamentos.

Após utilizar vários métodos para obtenção do valor, o valor da tensão cisalhante estática foi estimado entre 850 e 1050 psf, ou seja, 40,7 e 50,28 kN/m². Castro (1992) analisa que se S_{us} fosse próximo à 850 psf, deslocamentos da ordem de 3 a 4 metros ocorreriam. No entanto, o deslocamento real foi de 61 m, S_{us} deve ser bem menor 850 psf. Após ensaios, os valores estimados por Castro e Keller (1988), Davis *et al.* (1988) e Seed *et al.* (1988) gira em torno de S_{us} entre 300 e 500 psf. Castro, por sua vez, considera que devido às incertezas nos ensaios, uma opinião consensual entre os pesquisadores foi de S_{us} entre 400 e 500 psf, ou seja, uma diferença possível de 350 à 650 psf.

Na Figura 20a há a trajetória de tensões da mesma areia testada para diferentes tensões de confinamento. Como definido e observado anteriormente, o estado permanente independe de tensão de confinamento, assim, todas tendem para o mesmo ponto, o que é definido como ponto do estado permanente (*steady state point*). Os pontos marcados com x definem, através de Hanzawa *et al.* (1979) e Vaid e Chern (1983), o início do fluxo por liquefação, ou seja, o pico da resistência de cada trajetória.

Vaid e Chern (1985) ao cruzarem uma reta em todos os pontos da trajetória perceberam que a mesma formava uma superfície, à qual eles definiram como superfície do fluxo por liquefação, FLS (*Flow Liquefaction Surface*). Como o fluxo por liquefação ocorre apenas em solos fofos, os pontos A e B não cruzam com a FLS, sendo terminada no ponto do estado permanente, como mostrado na Figura 20b.

A FLS é dada como um limite entre estados estáveis e não estáveis durante cisalhamento não drenado. Se o estado de tensões em um elemento atingir a FLS sob condições não drenadas, seja por carregamento estático ou monotônico, ocorrerá o fluxo por liquefação, e a resistência ao cisalhamento será reduzida para S_{us} (Kramer, 1996). Houve uma discussão proposta por Alarcon-Guzmán *et al.* (1988) de que a FLS fosse diferente para carregamentos cíclicos.

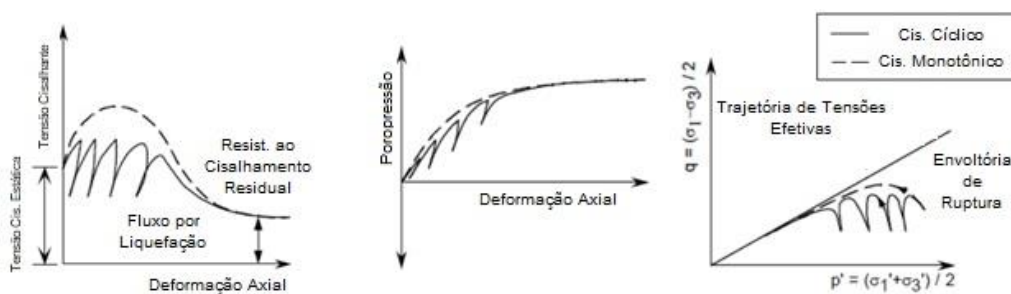


Figura 19 — Respostas de areias saturadas fofas para carregamentos cíclicos e estáticos (adaptado de Rauch, 1997)

No entanto, Lade (1992) e Kramer (1996) comprovaram que as linhas são as mesmas para ambos os carregamentos, como mostrado na Figura 21. Lade (1994) explicou a FLS através de dos postulados de estabilidade de Drucker e Hill. Areias fofas com certa porcentagem de finos e siltes possuem baixas permeabilidades, e qualquer perturbação, mesmo que pequenas, produzem condições não drenadas nestes solos, iniciando a instabilidade.

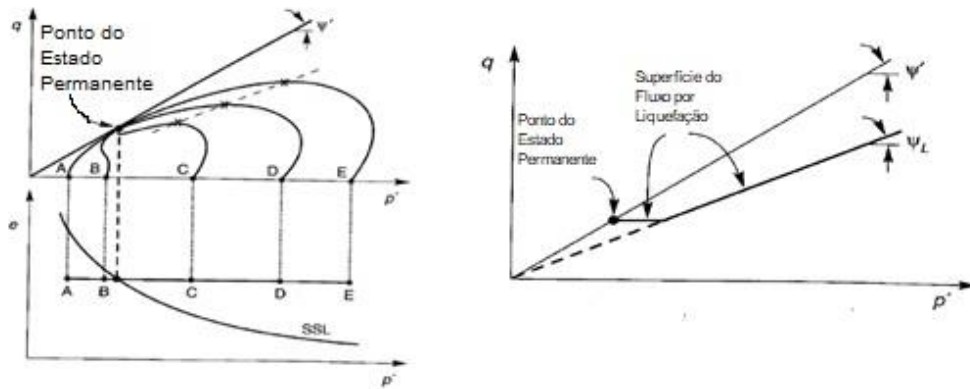


Figura 20 — Posição da FLS para carregamentos estáticos e cíclicos (adaptado de Kramer, 1996)

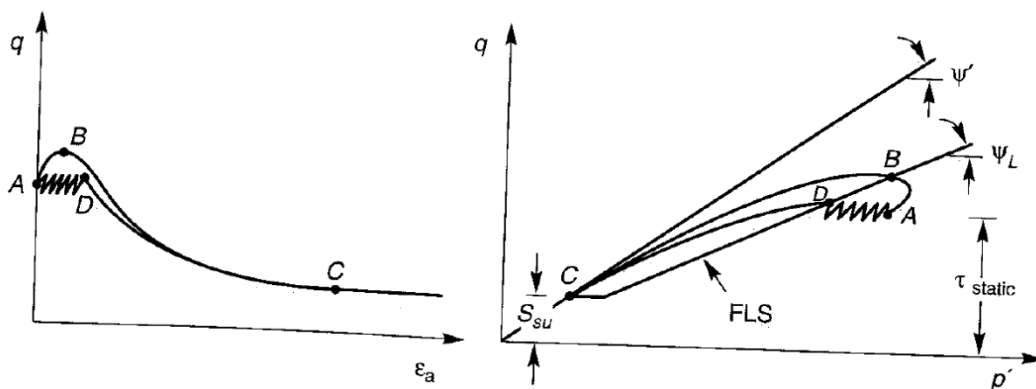


Figura 21 — Trajetória de tensões de ensaios executados em areias e a posição da FLS (Kramer, 1996)

Quando a condição de instabilidade é atingida, o solo não sustenta o atual estado de tensões, sendo este presente no topo da superfície de escoamento, como mostrado na Figura 22a. Após esse topo, o solo deforma plasticamente sob tensões decrescentes. A linha de instabilidade é formada conectando os pontos nos topos das trajetórias de tensões efetivas, como mostrado na Fig. 22b, sendo esta linha reta (Lade, 1994).

Para um material apresentar instabilidade, o estado de tensões do mesmo deve estar na ou acima da linha da instabilidade. Sladen (1985) e Lade (1993) consideram que a linha cruza a origem. No entanto, Lade (1994) mostra que a linha termina no estado último, definido por Poorooshashb (1989) como o estado permanente e crítico. Areias são perfeitamente estáveis acima da linha de instabilidade enquanto apresentam condições drenadas, logo, a linha de instabilidade não é um mecanismo de início de instabilidade.

Na Figura 22b, é mostrada uma região onde ocorre instabilidade temporária, localizada na parte de cima da zona de expansão. É uma região onde a instabilidade inicialmente ocorre, mas, condições fazem com que ocorra dilatação do material após a instabilidade inicial, fazendo com que o solo se torne estável novamente (Lade, 1994).

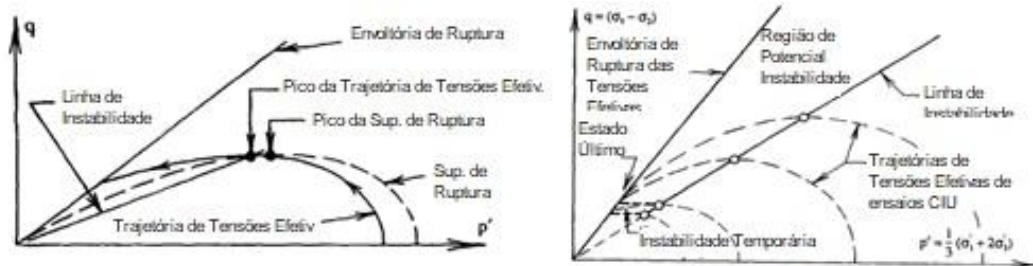


Figura 22 — Localização da Linha de Instabilidade para areias fofas (adaptado de Lade, 1994)

2.2. Comportamento *Strain Hardening*

O outro comportamento de uma areia se dá quando ela se encontra no estado denso, e ao aumentar as deformações em vez de perder resistência, como no caso de areia fofa, vai adquirindo. Como parte da bateria de ensaios realizada por Ishihara (1993) e discutido por Idriss e Boulanger (2006), uma areia com densidade relativa igual à 64% foi testada e o comportamento acima mencionado foi observado na Figura 23.

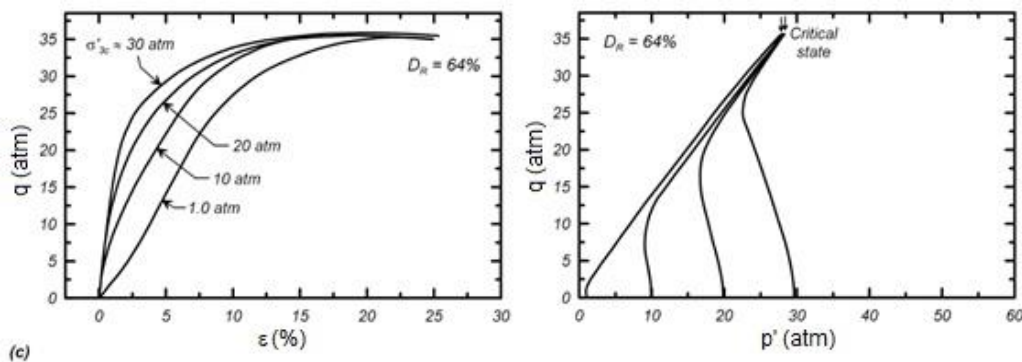


Figura 23 — Comportamento de uma areia densa sob carregamentos monotônicos (adaptado de Ishihara, 1993)

Comparado com os resultados da Figura 15, percebe-se que não há um pico de resistência, e o solo adquire resistência até chegar ao estado crítico, independente de baixas ou altas tensões de confinamento. Esse comportamento é caracterizado por Rauch (1997) como amolecimento cíclico. As deformações não continuam depois que o carregamento cíclico cessa e pode ser dividido em liquefação cíclica e mobilidade cíclica.

Para carregamentos cíclicos, observa-se o resultado de um ensaio executado por Boulanger e Truman (1996) na Figura 24. Há um aumento progressivo de ru até que o parâmetro atinge o valor igual à 1,0, definido pelo ponto A. Nota-se no gráfico de ciclos por deformações axiais (ϵ_a), quanto mais próximo de 1,0 o ru se encontra, as deformações vão aumentando vagarosamente. Quando o ru é praticamente 1,0, um ciclo antes de A, há um aumento progressivo da deformação, fazendo com que atinja 2% em menos de dois ciclos.

O aumento progressivo da deformação demonstra que o solo atingiu sua resistência de pico, sofrendo assim, um amolecimento do material, com diminuição da sua resistência. Idriss e Boulanger (2006) afirma que a aplicação do

carregamento contínuo após A, sendo esta uma tensão cisalhante na direção positiva, tendendo para B, há um aumento de rigidez, diminuindo o ru. Da Figura 23 é possível observar que ru é 0,77 para B, e a deformação axial continua a aumentar.

Idriss e Boulanger (2008) citam o comportamento citado como mobilidade cíclica sendo definida por Castro (1975) e Casagrande (1976). No entanto, como proposto pelo fluxograma de Robertson (1994), na mobilidade cíclica não há reversão das tensões cisalhantes, demonstrado no ensaio acima.

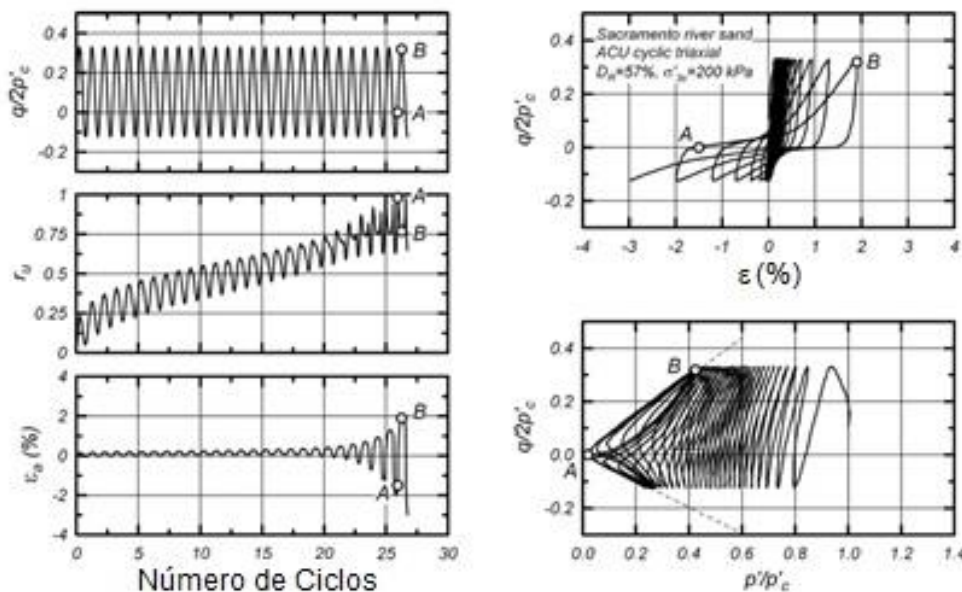


Figura 24 — Resultados do ensaio executado na areia do Rio Sacramento (Boulanger e Truman, 1996)

Casagrande (1976) justifica o uso do termo mobilidade cíclica devido a um uso errôneo do termo liquefação após o desenvolvimento dos ensaios triaxiais cíclicos. Em seu artigo, Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands: A Critical Review, Casagrande discute

[...] *an informal comitee of several colleagues and myself tried in 1969 to find another term for the cyclic response phenomena in laboratory tests. Finally, we agreed on the term “cyclic mobility”* (Casagrande, 1976. p.6)¹

Casagrande (1976) divide o termo “liquefação” para a resposta de areias fofas saturadas à aumento de poropressão. Já o termo “liquefação cíclica” é definido como a resposta de uma areia densa ao carregamento cíclico em um ensaio triaxial, ou seja, o termo é unicamente para definições laboratoriais.

¹ “um comitê informal de colegas e eu tentamos encontrar um outro termo para o fenômeno de resposta cíclica em ensaios de laboratório. Finalmente, chegamos à um consenso no termo “mobilidade cíclica”.

Robertson (1994) considera que “liquefação cíclica” ocorre in situ em situações em que um carregamento cíclico não drenado aplicado é bem maior do que as tensões estáticas. Esse carregamento aplicado faz com que haja reversão das tensões cisalhantes, e cada vez que cruza o eixo, tem o momento de tensão efetiva igual à zero. Nesse momento, não há tensão cisalhante, e quando ela é aplicada novamente, a poropressão diminui com a expansão do material, no entanto, há um amolecimento do material, resultando em grandes deformações acumuladas, mas estabilizam quando o carregamento cessa.

“Mobilidade Cíclica” é definida pelo mesmo autor como a situação em que o carregamento aplicado não desenvolve reversão das tensões cisalhantes, e consequentemente, não há momentos de tensão efetiva igual à zero. As deformações ocorrem durante o carregamento, sendo devido a causas externas. Rauch (1997) corrobora os termos definidos por Robertson em sua tese, demonstrando um gráfico de tensão x deformação para mobilidade cíclica, demonstrado na Figura 25.

Kramer (1996) pois sua vez, não comenta sobre liquefação cíclica e afirma que mobilidade cíclica pode ocorrer de três maneiras, como demonstrado na Figura 26: a) a diferença entre a tensão cisalhante estática, τ_{static} e a tensão provocada pelo carregamento cíclico, τ_{cyc} é maior do que zero e a soma das duas é menor do que a resistência de cisalhamento no estado permanente, S_{su} . Com a diminuição da tensão efetiva, a baixa rigidez do solo faz com que deformações permanentes se desenvolvam em cada ciclo; b) a diferença entre τ_{static} e τ_{cyc} é maior que zero, mas a soma das duas parcelas é maior do que S_{su} momentaneamente. Quando a tensão cisalhante tocar a FLS, períodos de instabilidade ocorrerão, aonde deformações permanentes significantes desenvolverão, cessando após o fim do carregamento; c) a diferença entre as tensões é menor do que zero, ou seja, há reversão das tensões cisalhantes, no entanto, a resistência S_{su} não é excedida.

Been e Jefferies (2006) consideram que liquefação cíclica é ocorrência do amolecimento do solo para situações de areias densas, e não, o colapso progressivo de areias fofas. No entanto, no mesmo capítulo, mais à frente, os autores utilizam a mesma definição incluindo a falta de deformações desenfreadas para definirem mobilidade cíclica, assim, considerando os dois termos como sinônimos.

Percebe-se que houve muitas discussões sobre ambos os termos, e nesta dissertação escolheu-se utilizar os termos definidos por Robertson (1994) e revalidados por Rauch (1997) de que há diferença entre mobilidade e liquefação cíclica.

Diferente do fluxo por liquefação, não há uma certeza no local de início da mobilidade cíclica. Os deslocamentos e deformações permanentes vão se acumulando incrementalmente a cada ciclo, aonde a sua grandeza é dependente da tensão cisalhante estática e da duração e magnitude do carregamento cíclico. Um dos tipos de deslocamento frequente em casos de mobilidade cíclica, é o espraçamento lateral de solos inclinados. (Kramer, 1996).

Os deslocamentos causados pela mobilidade cíclica não devem ser desconsiderados, sendo extremamente perigosos. NRC (1985) afirma que os danos causados por espraçamentos laterais, embora sejam raramente catastróficos, são extremamente perturbantes. Além do mais, mais dano foi causado por espraçamento lateral do que por outro tipo de deformação ou deslocamento induzidos por

terremotos. Rauch (1997) cita que houveram mais de 250 rupturas de pontes e aterros durante o terremoto de 1964 no Alasca e, houveram vários apartamentos danificados no terremoto de San Fernando em 1971, devido aos espraiaamentos. A Figura 27 mostra um diagrama do fenômeno.

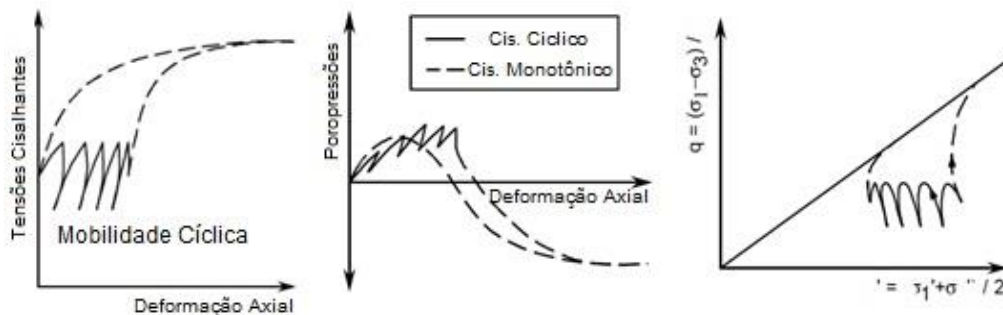


Figura 25 — Respostas de areias saturadas densas para carregamentos cíclicos e estáticos (adaptado de Rauch, 1997)

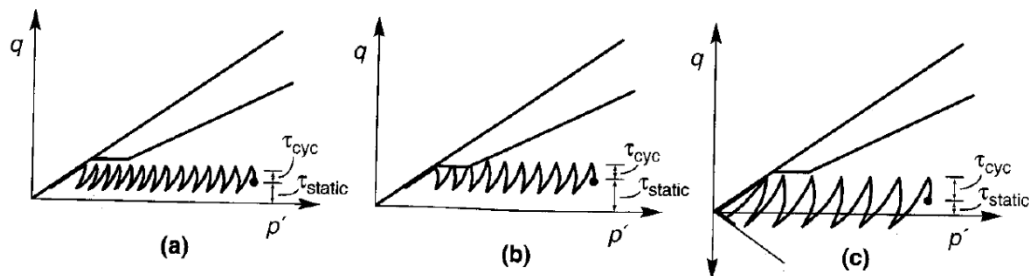


Figura 26 — Diferentes casos para mobilidade cíclica propostos por Kramer (Kramer, 1996)

Abaixo da área em que mostra “Grandes Deformações” para liquefação cíclica, há uma ligação entre uma caixa escrita “Redistribuição possível da água dos poros”, e devido a essa redistribuição, o material que até então tinha um comportamento dilatante, tem um comportamento contrativo (Figura 14). Robertson em sua Seed Lecture (2015) explica que para pequenas profundidades há um atraso na geração de poropressão devido às camadas de solo abaixo liquefeitas que fazem com que a água flua para essas camadas, mesmo após o terremoto, obtendo o máximo de poropressão em até 5 minutos. Esse processo faz com que o material, agora fofo, possa sofrer fluxo por liquefação após ter ocorrido liquefação cíclica.

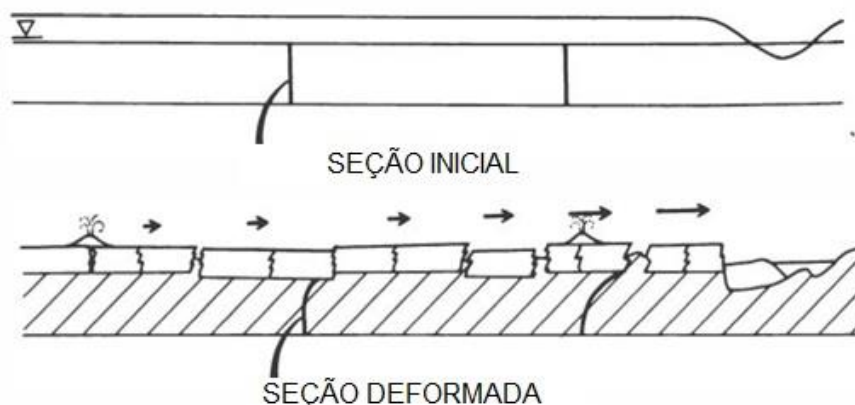


Figura 27 — Diagrama de espraioamento lateral antes e depois ruptura, onde a seção hachurada corresponde a seção liquefeita (adaptado de Youd, 1984)

Dobry *et al.* (1981) após estudo dos resultados dos ensaios percebeu que havia aumento de poropressão depois que um certo valor de deformações cisalhantes cíclicas fosse ultrapassado. O valor é o necessário para iniciar o adensamento, sendo este igual a 0,01% (NRC, 1985). Trinta e seis anos depois, Dobry *et al.* (2017) após verificação em ensaios feitos com a velocidade de onda cisalhante (V_s) definiu que o valor fosse mudado para valores variando de 0,03 a 0,3%. Figura 28 mostra o resultado obtido por Dobry *et al.* em 1981 (esq.) e 2017 (dir.).

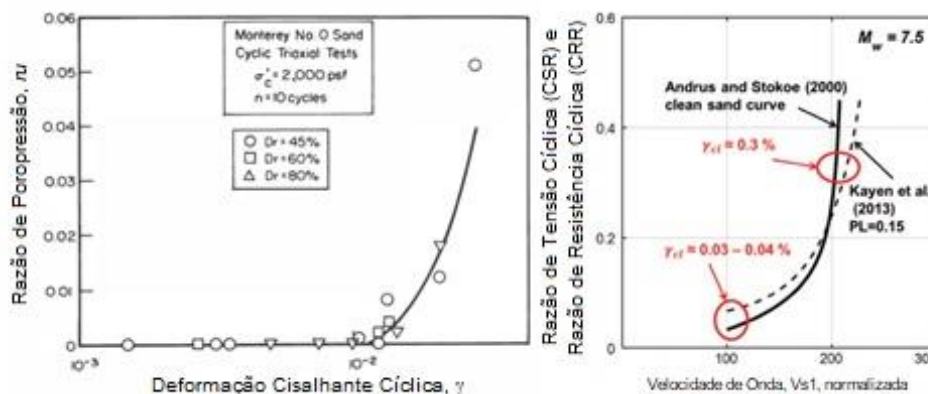


Figura 28 — Valores da Deformação Cisalhante Limite para aumento de poropressão (Dobry *et al.* (1981), esq; Dobry *et al.* (2017), dir.)

2.3. Depósitos Planos

Todas as situações mencionadas acima levam em consideração a presença de uma estrutura imposta ou uma camada inclinada sobre o solo potencialmente liquefazível. No entanto, consequências da ocorrência de liquefação não são apenas para estes casos. Para os casos de depósitos planos, onde as tensões cisalhantes estáticas são resultantes da história de carregamento do solo e não necessárias para equilíbrio do mesmo, podem chegar a ser nulas devido ao carregamento cíclico. Segundo NRC (1985), o aumento da poropressão devido ao carregamento, faz com que três possíveis mecanismos de ruptura aconteçam: vulcões de areia (sand boils), recalque e movimentos diferenciais.

Supondo uma camada de areia fofa à vários metros de profundidade. Acima dessa camada, há a presença de solos mais densos. Assim, ao aumentar a poropressão na camada de areia fofa, não há possibilidade de dissipação, fazendo com que seja formada uma pequena camada de água no topo da camada. Como essa camada está sob pressões elevadas, qualquer fissura presente no solo, se torna um caminho preferencial para dissipação da poropressão. No entanto, ao ocorrer a dissipação, há o carreamento de partículas da camada, fazendo com que elas se depositem na superfície, com a aparência de um vulcão. A ocorrência de vulcões de areia danifica pavimentos, gasodutos, entre outros, e é relacionada quase sempre com espriamentos laterais (Rauch, 1997). Devido a deposição das partículas, ocorre a subsidência do solo ao redor do vulcão, como mostrado na Figura 29, junto com os outros mecanismos.

Quando há a dissipação da poropressão, o rearranjo das partículas causa o adensamento do solo, causando o recalque, podendo danificar pavimentos, entre outras estruturas, como pontes apoiadas em estacas. NRC (1985) afirma que devido

à diminuição da rigidez do solo causada pelo aumento de poropressão, movimentos diferenciais na ordem de centímetros e até metros podem ocorrer na camada durante o tremor. Esses movimentos, que podem agir verticalmente e até horizontalmente, devido a não-uniformidade, causa danos nas estacas no solo, como também em tubulações e túneis.

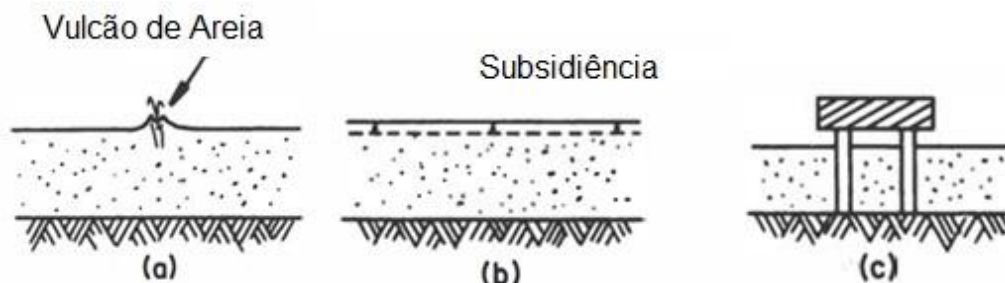


Figura 29 — Mecanismos de Ruptura em Depósitos Planos (adaptado de NRC, 1985)

Através desse capítulo se mostrou possível entender o comportamento dos solos à variados tipos de carregamento, sejam eles cíclicos ou estáticos, e suas consequências. Rauch (1997), de posse de todos os resultados dos ensaios, montou a trajetória de tensões em um diagrama de estados para os dois comportamentos principais de solos: contrativo e dilatativo, sendo demonstrado na Figura 30.

A trajetória A, corresponde à um solo inicialmente fofo, cujo índice de vazios é e_1 , tendendo a contrair quando cisalhado estaticamente até cruzar com a linha do estado crítico. Para B, o mesmo tipo de ensaio é realizado, no entanto, como o solo é denso, tende à expandir devido ao carregamento drenado. Do ponto C, a trajetória é como do ponto A, no entanto, como o solo foi confinado à maiores pressões, a resistência residual é maior.

Para os casos D e F, o carregamento agora estático não drenado, causa um aumento na poropressão, os tendendo para linha CVR, mas como acontece com C e A, e, devido a alta tensão de confinamento, F mostra uma resistência residual maior do que D. E, por sua vez, mostra uma diminuição da poropressão, resultante da expansão do material, quando cisalhado estaticamente em condições não drenadas.

Por último, G e H são trajetórias para ensaios cíclicos (perceba ao notar as setas tanto para um lado quanto para outro). Como o carregamento é cíclico não drenado, há o aumento e diminuição da poropressão à cada ciclo, mesmo que ambos apresentem comportamentos diferentes.

Num ponto acima, mostra a condição de areia movediça, caracterizada pela tensão efetiva, σ'_3 igual à zero. Nesse ponto, o solo não possui nenhuma resistência, pois já não há mais contato entre os seus grãos, não podendo nem mostrar mais o comportamento de contração nem expansão (Rafael, 2009). Portanto, caso um solo tenha um índice de vazios igual ou maior do que causa areia movediça, após o cisalhamento não drenado, a resistência residual será nula.

É importante esclarecer que o único estado em que o solo não tem resistência é o estado de areia movediça. No estado permanente (crítico), por mais baixa que seja, o solo ainda possui uma resistência residual, e no caso de mobilidade cíclica,

após o momento de $\sigma' = 0$, há a reversão de tensões, fazendo com que o solo adquira resistência.

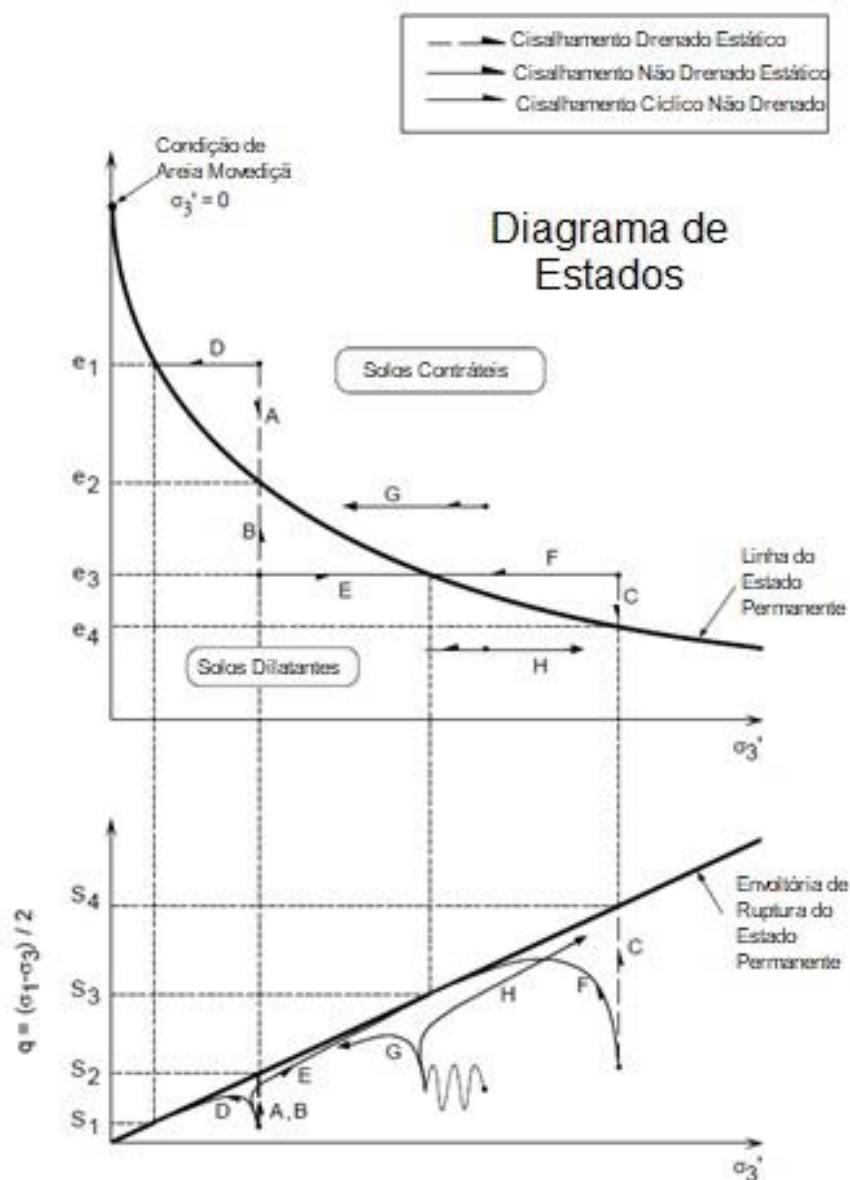


Figura 30 — Trajetórias de tensões para determinados ensaios triaxiais (adaptado de Rauch, 1997)

3. Início da Liquefação para Carregamento Cíclico

Após a identificação da susceptibilidade do solo à liquefação, o próximo ponto, através do fluxograma de Seed *et al.* (2003), é a avaliação do início da liquefação. Vários métodos foram desenvolvidos, entre eles os mais famosos são através das tensões cíclicas (cyclic stress approach) e deformações cíclicas (cyclic strain approach). Cada um tem seus prós e contras, e não é incomum utilizar mais de um método para avaliação de liquefação (Kramer, 1996).

Após os terremotos do Alasca e Niigata em 1964, se mostrou essencial estudar o efeito da liquefação e uma maneira de tentar evitar ou, ao menos, prever o fenômeno. Seed e Idriss (1971) desenvolveram o que foi chamado de “método simplificado” para avaliação da resistência à liquefação dos solos, que será discutido nesse item.

O método compara o carregamento induzido pelo terremoto, em termos de tensões cisalhantes cíclicas, com a resistência do solo, obtida em termos das mesmas tensões (Fig. 31) (Kramer, 1996). Todas as equações foram desenvolvidas através de avaliações empíricas de observações in situ e dados de laboratório é limitado para avaliação em solos de depósito horizontal, ou camadas inclinadas de no máximo 3 graus (Youd *et al.*, 2001).

3.1. Razão de Tensão Cíclica (CSR)

Imagine uma coluna de solo de profundidade z , se comportando como um corpo rígido. A máxima tensão cisalhante na base da coluna é dependente da sua massa e a aceleração horizontal máxima na superfície, sendo calculada pela Eq. 3.1 (Idriss e Boulanger, 2008). Porém, na realidade, o solo se comporta como um material deformável, e a tensão cisalhante para a mesma aceleração é diferente para este corpo. Um parâmetro definido como coeficiente de tensões cisalhantes, r_d , é inserido na Eq. 3.1, encontrando assim, a máxima tensão cisalhante em um corpo deformável, na Eq. 3.2.

Os valores de r_d foram propostos primeiramente por Seed e Idriss (1971), no entanto, os valores médios foram propostos pelo NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research) (Youd *et al.*, 2001) sendo dependente unicamente da profundidade do solo (Romanel, 2020). Mas, certas análises mostraram que o r_d é dependente da magnitude do sismo M , além da profundidade z (Seed e Idriss, 1971; Golsorkhi, 1989; Idriss, 1999; Cetin *et al.*, 2004). Com isso, Idriss (1999), desenvolvendo o trabalho iniciado por Golsorkhi (1989) desenvolveu equações dependentes de M . As equações propostas por Youd *et al.* (2001) e Idriss (1999) são demonstradas abaixo, respectivamente.

$$r_d = \frac{(1,0 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5})}{(1,0 - 0,4177z^{0,5} + 0,05729z - 0,006205z^{1,5} + 0,001210z^2)} \quad (3.3)$$

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M], \text{ onde} \quad (3.4)$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 * \text{sen}\left(\frac{z}{11,73}\right) + 5,133 \quad (3.5)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118\text{sen}\left(\frac{z}{11,28}\right) + 5,142 \quad (3.6)$$

Idriss e Boulanger (2008) consideram a Eq. 3.4 a 3.6 matematicamente aplicáveis para $z \leq 34$ m. Mas, os mesmos autores garantem que um valor razoável de CSR é obtido para z até 20 m, e para profundidades maiores que esta, um estudo no local deve ser realizado. Outros pesquisadores após Idriss (1999) propuseram um desenvolvimento na equação (Cetin *et al.*, 2004; Kishida, 2008), no entanto, os valores obtidos se mostraram de acordo com os encontrados pela equação original. A Figura 32 mostra um gráfico que relaciona o valor de r_d com z e magnitude M , determinado pela Eq. 3.4.

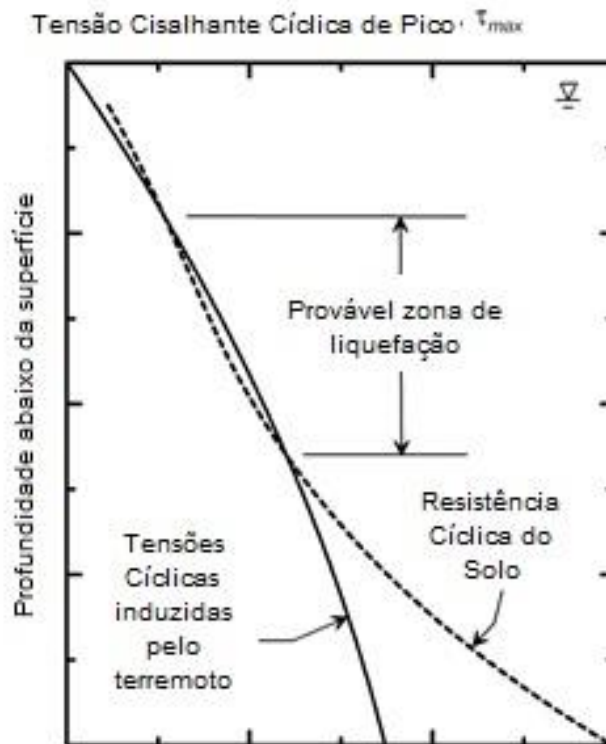


Figura 31 — Esquematização do método simplificado de Seed e Idriss (1971) (adaptado de Idriss e Boulanger, 2008)

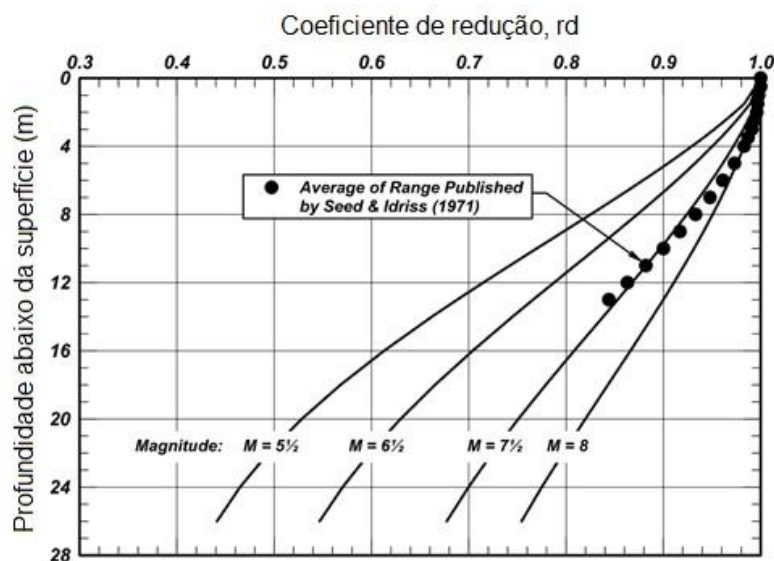


Figura 32 — Equação de Idriss (1999) graficamente (adaptado de Idriss e Boulanger, 2008)

Como o acelerograma de um terremoto é totalmente irregular, é complicado escolher qual tensão máxima será utilizada. Seed e Idriss (1971) consideram que o valor representativo da tensão cisalhante no solo é igual à 65% da tensão cisalhante máxima.

Miura *et al.* (2000) e Yoshida (2014) consideram que há uma grande possibilidade de erro ao manter o valor representativo da tensão cisalhante como constante. Yoshida (2014) comprovou sua teoria em dois meios: a) comparando os valores da tensão cisalhante máxima do comportamento real do material com o obtido através do método linear equivalente e, b) comparando fatores de amplificação calculados pelo método linear equivalente e medidos na baía de Tóquio.

Do primeiro meio, os valores da tensão calculados pelo método linear equivalente são maiores do que os reais, sendo necessária um fator de diminuição. Já do segundo, as amplificações obtidas pelo método são menores do que as observadas, sendo, neste caso, necessária um fator diferente. Com isso, se torna impossível solucionar ambos os problemas ao mesmo tempo, sendo implementado no software DYNEQ (Yoshida, 2014), a utilização do valor representativo variável (Romanel, 2020).

Em consequência da não solução dos problemas levantados por Yoshida, o fator de 0,65 continua sendo usado. Assim, CSR, normalizado pela tensão efetiva vertical (σ'_{vc}) é obtido pela Eq. 3.7.

$$CSR = 0,65 * \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v}} \quad (3.7)$$

Colocando a Eq. 3.2 e 3.1 na Eq 3.7, têm-se

$$CSR = 0,65 * \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v}} * \frac{a_{max}}{g} * rd \quad (3.8)$$

, onde a_{max} é a aceleração máxima horizontal na superfície, σ_v e σ'_{v} as tensões verticais totais e efetivas, respectivamente. A grande problemática da Eq. 3.8 é estimar o valor da aceleração máxima.

Romanel (2020) considera que há três opções, sendo o valor normalizado pro g , encontrando assim a PGA (peak ground acceleration): a) utilizar correlações de a_{max} através de GMPE (Ground Motion Predict Equations) propostas por Atkinson e Boore (2006, 2007, 2011) para a determinada região; b) obter a_{max} através de análise de amplificação sísmica do solo realizado por softwares como SHAKE 2000 (Ordoñez, 2012) e DEEPSOIL (Hashash *et al.*, 2016); c) como definido por Seed *et al.* (2014), utilizar fatores de amplificação multiplicando a aceleração na base rochosa para estimar a aceleração da superfície.

Dos métodos acima citados, não há um mais correto do que outro. O primeiro método, que usa GMPE, leva em consideração equações desenvolvidas para Regiões Continentalmente Estáveis, a maioria na Califórnia, e como sabemos que a geologia entre locais é diversa, pode não ser compatível para outras regiões. Os valores obtidos através dos softwares SHAKE e DEEPSOIL são dependentes totalmente dos valores de entrada, ou seja, se os parâmetros indicados forem incorretos, a resposta será incorreta. E, no último método, a amplificação é dependente do nível de deformações, magnitude do terremoto, frequências, etc., fazendo com que o valor final seja incerto (Romanel, 2020).

A Figura 33 mostra o procedimento simplificado de Seed e Idriss (1971) através de uma esquematização, com localização dos parâmetros usados na Eq. 3.8.

Segundo Youd *et al.* (2001), a Eq. 3.8 não define o próprio local e camada que se deseja obter, e sim, uma outra camada similar, onde não há geração de excesso de poropressão e não ocorre liquefação. Então, o método negligencia o amolecimento da camada de solo liquefazível, que afeta tensões cisalhantes sísmicas e deformações, induzida pelo aumento de poropressão (Dobry e Abdoun, 2017). Com isso, todas as acelerações calculadas, tensões e deformações cisalhantes são propriedades sem sentido físico, sendo demonstrado na Figura 34 como o ponto C. O ponto A e B propõe valores de CSR, tensões cisalhantes e aceleração compatíveis com os valores atuais desenvolvidos no solo.

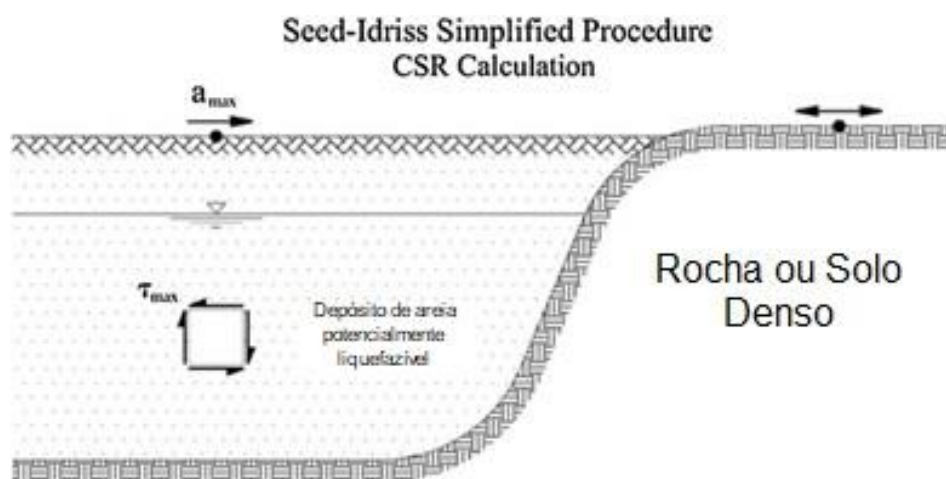


Figura 33 — Exemplo do método simplificado de Seed e Idriss (1971) (adaptado de Dobry *et al.*, 2015)

Silver e Seed (1971) fizeram uma bateria de ensaios de cisalhamento direto (DSS) cíclico, onde o equipamento possuía paredes rígidas e uma dobradiça na base, permitindo assim, o movimento da amostra. O carregamento cíclico, dado por τ_c , associado com a deformação cisalhante cíclica, γ_c , produzia adensamento no topo do material, s , e deformações verticais permanentes, ε_v . Um esquema é demonstrado do equipamento é demonstrado na Fig. 35.

Ao estudar os resultados, como mostrado na Figura 36a, Silver e Seed perceberam que o adensamento aumentava com a tensão cisalhante, τ_c , e diminuía com a tensão de confinamento, σ_v , logo, é dependente de τ_c e σ_v . Já na Figura 36b, em vez de utilizar τ_c no eixo, e sim, γ_c , os autores constataram que os pontos dos resultados levam à uma curva, sendo independentes da tensão de confinamento. Com esses resultados, Seed *et al.* (1983) fez o seguinte pronunciamento:

[...] liquefaction is a phenomenon which results from a tendency for volume change in a sand due to application of cyclic shear strains (Martin et al., 1975) and volume changes are more uniquely correlated to cyclic strains than cyclic stresses (Silver and Seed, 1971). [...] the development of a correlation between the cyclic strain induced by an earthquake and

field performance might provide an improved basis for liquefaction assessment (Dobry et al., 1981) (Seed et al., 1983) p.19²

Com testes realizados em centrífuga, Abdoun *et al.* (2013) e Dobry e Abdoun (2015) conseguiram provar que a razão de excesso de poropressão, ru , é melhor correlacionada com deformações cisalhantes cíclicas do que o CSR, como mostra a Figura 37. Como será demonstrado na seção 3.2, muitas correlações através de ensaios in situ foram feitos, dentre estes SPT, CPT e Velocidade da Onda Cisalhante (Shear Wave Velocity), V_s . Dobry e Abdoun (2017) propuseram uma nova equação para CSR baseado em γ_c e V_s .

Os pesquisadores se baseiam na hipótese de que os valores de τ_c , γ_c e CSR não são afetados pela degradação tensão-deformação causada pelo aumento da poropressão e liquefação, então, utilizaram os conceitos e expressões obtidas para areias secas e saturadas em condição drenada. Entre dois desses conceitos, cita-se uma histerese idealizada para o comportamento tensão-deformação de uma areia submetida à carregamento cíclico, demonstrado na Figura 38a. Da figura, se obtém o módulo de deformação cisalhante secante, G , dado pela Eq. 3.9.

$$G = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (3.9)$$

Dado que $\tau_c = 0,65\tau_{max}$, ao juntar a Eq 3.7 e 3.9,

$$CSR = \frac{G \cdot \gamma_c}{\sigma'_v} \quad (3.10)$$

Da mesma figura, se encontra o valor do módulo de deformação cisalhante máxima, G_{max} , que é o valor do módulo G , quando γ_c se aproxima de zero. Todos os parâmetros ditos anteriormente são relacionados através do conceito da “curva de redução do módulo” (modulus reduction curve) da areia mostrado na Figura 38b, encontrando a relação de G e G_{max} para determinada γ_c , mostrado na Eq. 3.11.

$$G = \left(\frac{G}{G_{max}}\right)_{\gamma_c} * G_{max} \quad (3.11)$$

Das Eq. 3.11 e 3.10, têm-se

$$CSR = \frac{\left(\frac{G}{G_{max}}\right)_{\gamma_c} * G_{max} * \gamma_c}{\sigma'_v} \quad (3.12)$$

De conceitos da teoria da elasticidade, sob hipóteses de que o solo sob pequenas deformações é aproximadamente linear elástico e isotrópico, relaciona-se G_{max} com o parâmetro V_s através da massa específica do solo, ρ , logo

² [...] liquefação é um fenômeno resultante da tendência de mudança volumétrica em uma areia devido a aplicação de deformações cisalhantes cíclicas (Martin *et al.*, 1975), e essas mudanças volumétricas são mais corretamente relacionadas com deformações cíclicas do que tensões cíclicas (Silver e Seed, 1971). [...] o desenvolvimento de uma correlação entre deformações cíclicas induzidas por um terremoto e desempenho em campo produzem uma base melhorada para avaliação da liquefação (Dobry *et al.*, 1981) (Seed *et al.*, 1983)

$$G_{max} = \rho * Vs^2 \quad (3.13)$$

Robertson *et al.* (1992) e Andrus e Stokoe (2000) normalizaram a velocidade V_s por meio da tensão vertical efetiva, σ'_v .

$$Vs1 = Vs * \left(\frac{100}{\sigma'_v}\right)^{0,25} \quad (3.14)$$

Assim, ao juntar as Eq. 3.12 à 3.14, encontra-se a equação proposta por Dobry e Abdoun (2017) para valores de CSR. Os autores incluem que a equação pode ser encontrada através de valores de CPT, bastando reverter as correlações feitas à partir da Eq 3.13.

$$CSR = 0,1\rho \frac{\left(\frac{G}{G_{max}}\right)^{\gamma_c} \gamma_c}{\sqrt{\sigma'_v}} * Vs1^2 \quad (3.15)$$

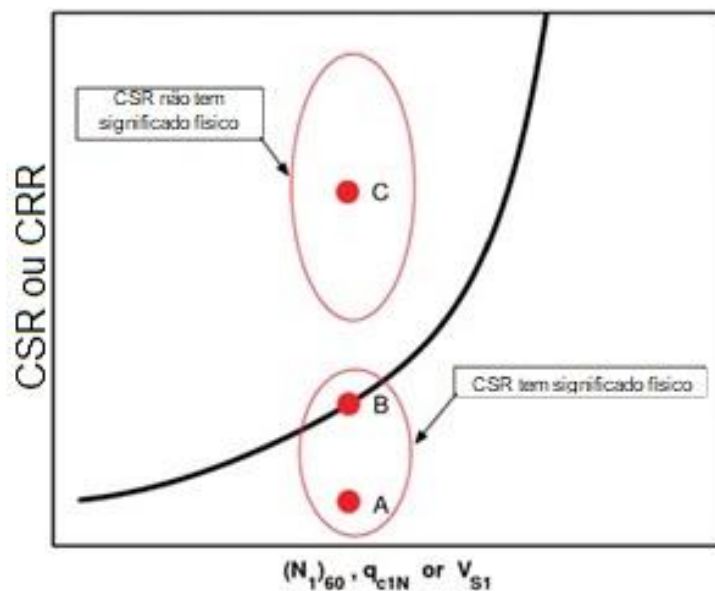


Figura 34 — Significado físico de valores obtidos de CSR (adaptado de Dobry e Abdoun, 2017)

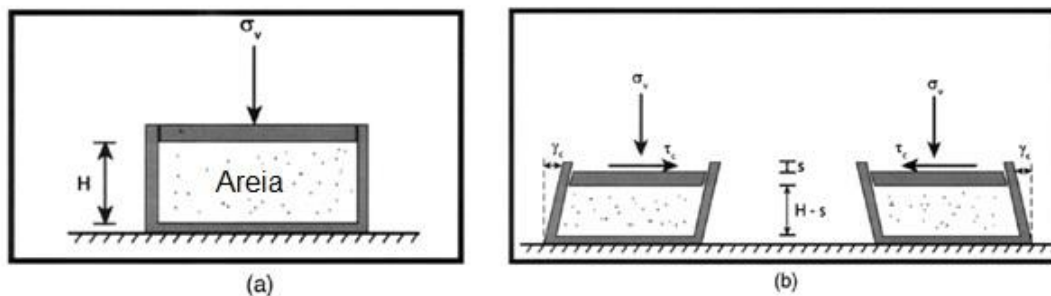


Figura 35 — Esquematização do equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento direto cíclico (DSS) realizados por Silver e Seed (1971): antes e durante carregamento (a,b, resp.)(adaptado de Dobry e Abdoun, 2017)

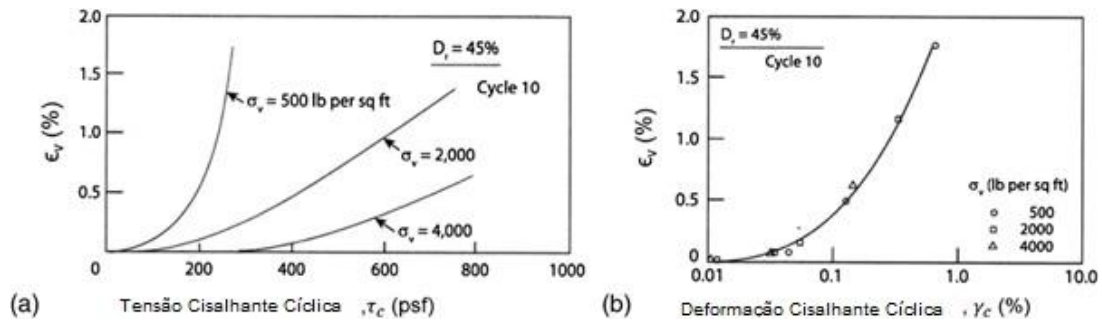


Figura 36 — Resultados dos ensaios DSS cíclicos realizados por Silver e Seed (1971)
(adaptado de Silver e Seed, 1971)

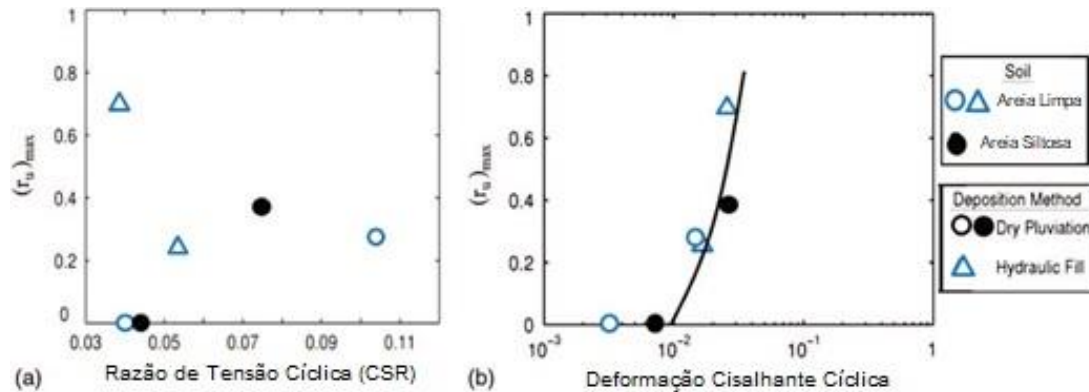


Figura 37 — Correlações entre valores de r_u com a) CSR e b) deformações cíclicas cisalhantes, γ_c (adaptado de Dobry e Abdoun, 2015)

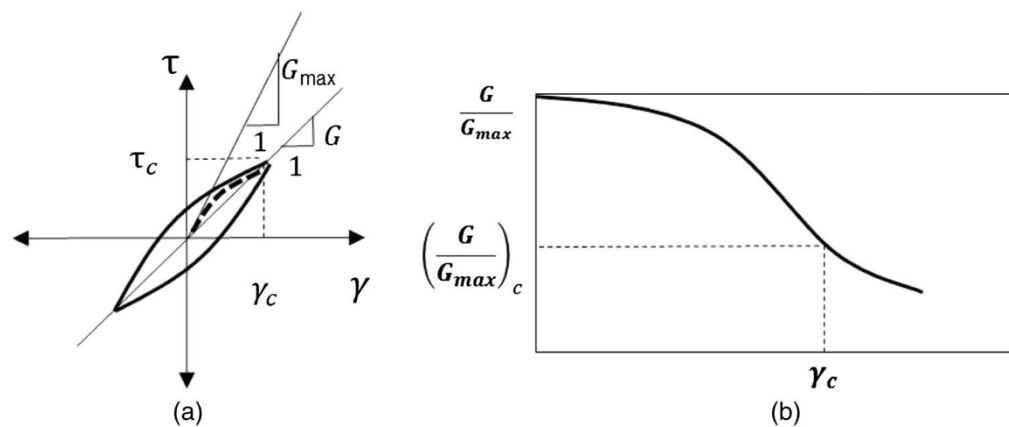


Figura 38 — Relações Tensão-Deformação para carregamento cíclico em areias: a) histerese do carregamento; b) curva de redução do módulo (adaptado de Seed e Idriss, 1970)

3.2. Razão de Resistência Cíclica (CRR) para Depósitos Planos

A resistência à liquefação de um solo depende de quão perto o estado inicial do solo está do estado de ruptura e na natureza do carregamento necessário para levar desse estado inicial para o de ruptura, sendo desenvolvidos em duas áreas: experimental e correlatas com ensaios de campo.

Um método utilizado para avaliar a razão de resistência cíclica (CRR) do solo é ensaiar amostras não perturbadas. No entanto, as tensões in situ são dificilmente reproduzidas em laboratório devido aos métodos de obtenção das amostras, sendo

o congelamento do solo (ground freezing) o mais recomendado. Assim, os autores encontraram ao tentar diminuir os danos causados pela amostragem, correlações empíricas com ensaios realizados in situ (Whitman, 1971). Entre os testes mais utilizados estão: CPT, SPT e Velocidade da Onda Cisalhante (V_s), cujas vantagens e desvantagens estão citadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Vantagens e Desvantagens de Dados dos Ensaios de Campo (Romanel, 2020 adaptado de Youd *et al.*, 2001)

Característica	Tipo de ensaio		
	SPT	CPT	V_s
Medições anteriores em zonas liquefeitas	Abundante	Abundante	Limitado
Tipo de comportamento tensão-deformação influenciando o ensaio	Parcialmente drenado, grandes deformações	Drenado, grandes deformações	Pequenas deformações
Controle de qualidade e repetibilidade	Pobre a boa	Muito boa	Boa
Deteção da variabilidade do depósito de solo	Boa para ensaios pouco espaçados	Muito boa	Razoável
Tipo de solo nos quais o ensaio é recomendado	Exceto pedregulho	Exceto pedregulho	Todos
Retirada de amostras de solo	Sim	Não	Não
Ensaio mede índice ou propriedade do solo	Índice	Índice	Propriedade

As correlações foram baseadas em um grupo de dados obtidos, onde levam em consideração a ocorrência ou não da liquefação em determinados solos. Após observações na superfície deixando claro se houve a ocorrência de liquefação, os ensaios são então executados. Porém, há situações em que a camada liquefeita é muito profunda, não causando danos na superfície, fazendo com que haja “falsos negativos”. (Kramer, 1996)

Os próximos itens tratarão sobre os ensaios citados acima, e suas formulações baseadas em métodos determinísticos e probabilísticos. Para fins de projeto, se faz necessário a utilização de um ou mais métodos, à fim de uma melhor definição do depósito de solo, obtendo assim, uma avaliação de CRR mais correta de um ou mais métodos, à fim de uma melhor definição do depósito de solo podendo assim, encontrar o fator de segurança onde um valor apropriado é entre 1,2 e 1,5 (Kramer, 2008).

$$FS = \frac{CRR_{M\sigma'_{v(z)}}}{CSR_z} \quad (3.16)$$

3.2.1. Ensaios SPT

Um dos ensaios mais utilizados pela comunidade geotécnica é o Standard Penetration Test, conhecido também como SPT, e por essa larga utilização se fez necessário uma correlação com CRR. Kramer (1996) confirma que os mesmos fatores que aumentam a resistência à liquefação, aumentam a resistência ao SPT (densidade, deformação sísmica anterior, OCR). As primeiras correlações foram publicadas por Kishida (1966), seguida por Seed e Idriss (1971) no Japão e EUA, respectivamente.

3.2.1.1. Fórmula Determinística

Com um conjunto de dados, o método proposto por Seed e Idriss (1971) leva em consideração o número de SPT, com a profundidade do solo e a posição do nível d'água através de um ábaco, com a possibilidade de ocorrência ou não de liquefação. No entanto, o valor de N se mostrou irreal devido à modificações nas normatizações de cada país. A energia distribuída mostrou-se como sendo 60% da energia teórica (Kovacs *et al.*, 1983), fazendo com que Seed *et al.* (1984) utilizasse o valor de N60 como padrão. As correlações são demonstradas como na Figura 39, com curvas para porcentagem de finos (FC), com a ocorrência do fenômeno de liquefação.

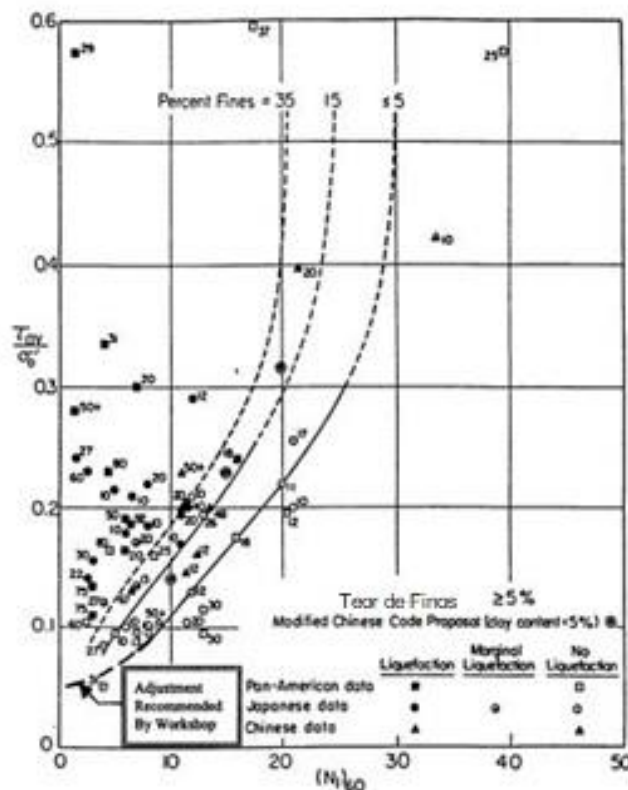


Figura 39 — Valores de N60 relacionados com a resistência do solo (adaptado de Seed *et al.*, 1984)

Algumas correções foram feitas para o valor N60 por Youd *et al.* (2001), depois Kramer (2008) e Idriss e Boulanger (2014) com influência de porcentagem de finos (FC) para areia limpa:

$$(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60} \quad (3.17)$$

, onde

$$\Delta(N1)_{60} = e^{1,63 + \frac{9,7}{FC} - (\frac{15,7}{FC})^2} \quad (3.18)$$

$$(N1)_{60} = N * C_N * C_R * C_B * C_S * C_E \quad (3.19)$$

$(N1)_{60cs}$ = número de golpes SPT normalizados para areia limpa;

FC = porcentagem de finos (%);

$(N1)_{60}$ = número de golpes SPT normalizados para correções abaixo:

N= número de golpes SPT;

C_N = normalização de N em relação à tensão vertical efetiva de 1 atm:

$$C_N = \left(\frac{pa}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1,7 \text{ com } m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N1)_{60cs}} \text{ com } (N1)_{60cs} \leq 46 \quad (3.20)$$

C_R = correção do comprimento das hastes:

Tabela 2 – Valores de C_R dependentes do comprimento da haste

Comprimento da Haste	C_R
< 3 m	0,75
3 m – 4 m	0,80
4 m – 6 m	0,85
6 m – 10 m	0,95
10 m – 30 m	1,00

* O comprimento da haste é soma dos comprimentos acima do terreno até a profundidade do amostrador (Romanel, 2020);

* Caso o comprimento acima do terreno não seja conhecido, adotar 1,5 m (Idriss e Boulanger, 2010);

C_B = correção do diâmetro do furo:

Tabela 3 – Valores de C_B em relação ao diâmetro do furo

Diâmetro do Furo (mm)	C_B
65-115	1,00
150	1,05
200	1,15

C_S = correção do amostrador:

Tabela 4 – Valores para correção do estilo do amostrador

Tipo do Amostrador	C_S
Padrão	1,00
Sem Revestimento	1,10 – 1,30

C_E = correção de eficiência da energia do martelo:

Tabela 5 – Valores para correção da energia do martelo

Tipo do Martelo	C_E
Safety	0,5 – 1,0
Donut	0,7 – 1,2
Elevação Automática	0,8 – 1,4

$$CRR_{M=7,5; \sigma'_v=1 \text{ atm}} = \exp \left[\frac{(N1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right] \dots \dots \dots (3.21)$$

Ao decorrer dos anos, se mostrou necessário encontrar a resistência para solos cuja magnitude do carregamento, M , era diferente de 7,5. Para ajustar os valores para outras magnitudes, Seed e Idriss (1982) introduziram fatores de correção chamados de “fatores de escala de magnitude” (magnitude scaling factors, MSF). O fator, que foi introduzido inicialmente por Seed e Idriss (1982), teve modificações de outros autores (Ambraseys, 1988; Idriss, 1995; Arango, 1996; Andrus e Stokoe, 1997; Youd *et al.*, 2001) até chegar na atualização proposta por Idriss e Boulanger (2014), sendo esta a última versão.

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) * \left[8,64 \exp \left(\frac{-M_w}{4} \right) - 1,325 \right] \quad (3.22)$$

$$MSF_{max} = 1,09 + \left[\frac{(N1)_{60cs}}{31,5} \right]^2 \leq 2,2 \quad (3.23)$$

O outro fator utilizado para normatização do CRR foi da tensão vertical efetiva de 1 atm. Com a mesma justificativa utilizada para o fator MSF, Seed e Idriss (1982) desenvolveu um novo fator, denominado de K_σ , fator de correção de sobrecarregamento (overburden correction factor). Muitas das relações encontradas são derivadas de ensaios de laboratório como as de Harder e Boulanger (1997), onde podem ser baseadas em considerações teóricas (Hynes e Olsen, 1998) ou retroanálises de dados de campo ((Cetin *et al.*(2004), Idriss e Boulanger(2006)).

$$K_\sigma = \min \left[1 - C_\sigma * \ln \left(\frac{\sigma'_v}{pa} \right), 1,1 \right] \quad (3.24)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55 * \sqrt{(N1)_{60cs}}} \leq 0,3 \quad (3.25)$$

Com isso, a equação de CRR independente de magnitude M , tensão de confinamento, σ'_v , e dependente de tensão cisalhante estática inicial, τ_s , é dada pela Eq. 3.26.

$$CRR_{M\sigma'_v(z)} = CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} * MSF * K_\sigma \quad (3.26)$$

3.2.1.2. Formulação Probabilística

Métodos probabilísticos para a iniciação da liquefação foram desenvolvidos por vários pesquisadores (Liao *et al.*, 1988; Youd e Noble, 1997; Liao e Lum, 1998; Toprak *et al.*, 1999; Juang *et al.*, 2002), sendo estes baseados em dados de campo obtidos por Seed *et al.* (1984). Mas, Cetin e Seed (2002) afirma que esses estudos probabilísticos superestimam a variância do modelo devido à falta de representação correta de incertezas nas observações.

Comparações entre formulações determinísticas e probabilísticas para início de liquefação por diferentes pesquisadores são complicadas devido à tendências em suas bases de dados e fatores utilizados, como rd , K_σ , CN , etc. (Idriss e Boulanger, 2008).

Uma versão atualizada do método proposto por Idriss e Boulanger (2004, 2008), foi desenvolvida utilizando a base de dados atualizada e o método da máxima verossimilhança que utiliza formas de estado limite e funções de probabilidade citadas por Cetin e Seed (2002). O método atualizado foi apresentado em Idriss e Boulanger (2010) e consideram as incertezas relacionadas com o valor de CSR , $(N1)_{60cs}$ e utilização dos ensaios para amostragem.

Romanel (2020) considera as incertezas dependentes de duas grandes fontes: variabilidade dos equipamentos e procedimentos do ensaio SPT e representatividade do resultado dos ensaios.

A correlação de início de liquefação dinâmica dada por Idriss e Boulanger (2010) é uma atualização da Eq. 3.21. Há a presença de um novo termo, $\varepsilon_{ln(R)}$ que é uma distribuição normal com média de 0,0 e desvio padrão, $\sigma_{ln(R)}$ de 0,13.

$$CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} = \exp \left[\frac{(N1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,67 + \varepsilon_{ln(R)} \right] \quad (3.27)$$

A Eq. 3.27 pode ser reescrita ao mudar o termo $\varepsilon_{ln(R)}$ pelo produto do desvio padrão $\sigma_{ln(R)}$ com a inversa da função acumulada de probabilidades da distribuição normal, dada por Φ^{-1} . Dado que PL é a probabilidade de liquefação,

$$CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} = \exp \left[\frac{(N1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,67 + \sigma_{ln(R)} \Phi^{-1}(PL) \right] \quad (3.28)$$

Assim, a probabilidade à liquefação para $CSRM=7,5$, $\sigma'=1atm$ e $(N1)_{60cs}$ é calculada por

$$\Phi \left[\frac{P_L((N1)_{60cs}, CSR_{M=7,5\sigma'_v=1 atm}) - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,67 - \ln(CSR_{M=7,5\sigma'_v=1 atm})}{\sigma_{\ln(R)}} \right] \quad \dots(3.29)$$

A equação utilizada para CSR na Eq. 3.29 é diferente da mostrada em 3.8. Deve-se fazer uma correção, com os parâmetros mostrados no item acima, das Eq. 3.22 à 3.25, como mostra a Eq. 3.30.

$$CSR_{M=7,5\sigma'_v=1 atm} = 0,65 * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} * \frac{a_{max}}{g} * rd * \frac{1}{MSF} * \frac{1}{K_\sigma} \quad (3.30)$$

A Fig. 40 mostra valores obtidos por equações desenvolvidas por Toprak *et al.*(1999), Cetin *et al.*(2004) e Idriss e Boulanger (2010), respectivamente, a, b e c. Idriss e Boulanger (2010) afirmam que a posição das curvas de Cetin *et al.* (2004) se dá devido à um erro de classificação em sua base de dados histórica, e que assim que esse ponto for resolvido, diferenças entre os modelos probabilísticos será mínima.

Da Fig. 40c, é possível perceber a indicação da curva de Idriss e Boulanger (2004, 2008), sendo esta a fórmula demonstrada na Eq. 3.21. A diferença entre a Eq. 3.21 e 3.27 está no valor de $\varepsilon_{\ln(R)}$ igual à -0,13, valor este, referente ao desvio padrão dado por $\sigma_{\ln(R)}$. Logo, a formulação determinística se encontra há apenas um desvio padrão da esperada curva de resistência à liquefação, com uma probabilidade de acontecimento aproximada de 16% (Romanel, 2020).

As Eq. 3.27 e 3.28 utilizam de valores de CSR normalizado e (N1)60cs obtidos por métodos determinísticos, então, a probabilidade expressa nessas equações deve ser tratada como condicional, sendo incorporadas apenas as incertezas do modelo, já que as incertezas dos parâmetros são bem maiores (Idriss e Boulanger, 2010). Devido à este problema, se faz necessário uma análise sísmica e a modelagem de vários perfis de solo, para entender as incertezas relacionadas com CSR e (N1)60cs, respectivamente (Romanel, 2020).

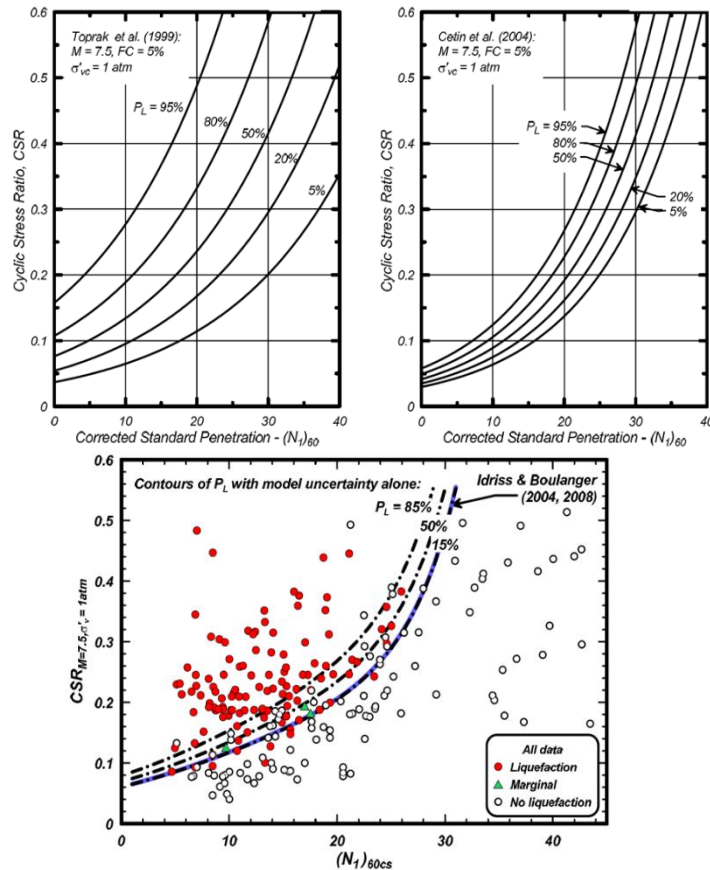


Figura 40 — Valores de Probabilidade à Liquefação (PL) dados por: a) Toprak *et al.*(1999); b) Cetin *et al.*(2004) e c) Idriss e Boulanger (2010)

3.2.2. Ensaio CPT

A resistência de ponta do ensaio CPT também pode ser usada como medida de resistência à liquefação, possuindo a vantagem sobre o SPT na detecção de pequenas camadas de solo fofo devido à sua amostragem quase contínua (Kramer, 1996; Youd *et al.*, 2001). As correlações com CPT foram baseadas em um número menor de casos não tão bem definidos quanto os usados para as correlações de SPT. A vantagem principal do ensaio, além da amostragem quase contínua é a consistência dos resultados, já que a variabilidade entre equipamentos e operadores é pequena comparada à do SPT (Seed *et al.*, 2003).

Vários autores desenvolveram equações baseadas em dados de ocorrência de liquefação anteriores. Entre os pesquisadores, têm-se Kayen *et al.*(1992), Stark e Olson (1995), Suzuki *et al.* (1995), Robertson e Wride (1998), NCEER (1998) e a última atualização, dada por Idriss e Boulanger (2014). Como feito para o SPT, as formulações se dividem em determinística e probabilística.

3.2.2.1. Formulação Determinística

Baseada em dados como da Figura 41, a equação baseada para resistência de ponta normalizada (q_{c1N}) para tensão vertical efetiva de 100 kPa é dada por

$$q_{c1N} = C_N \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \quad (3.31)$$

$$C_N = \left(\frac{pa}{\sigma'_{vo}} \right)^m \leq 1,7 \quad (3.32)$$

$$m = 1,338 - 0,249(q_{c1Ncs})^{0,264}, \text{ onde } 21 \leq q_{c1Ncs} \leq 254 \quad (3.33)$$

, com

q_c = resistência de ponta medida em campo;

pa = pressão atmosférica, aqui adotada, 100 kPa;

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva inicial;

m = fator dependente do tipo de solo, podendo ser 0,5 para areias e 1,0 para argilas (Youd *et al.*, 2001; Idriss e Boulanger, 2010);

Como mostrado através do Critério Chinês Modificado (Wang, 1979) e outros métodos, com o aumento da porcentagem de finos no solo (FC), há um aumento na resistência à liquefação do solo. Com isso, é necessária a adoção de um fator que leva em consideração essa influência, dado por Idriss e Boulanger como

$$\Delta q_{c1Ncs} = \left(11,9 + \frac{q_{c1N}}{14,6} \right) \exp \left[1,63 - \frac{9,7}{FC+2} - \left(\frac{15,7}{FC+2} \right)^2 \right] \quad (3.34)$$

Assim, a equação para a resistência de ponta em uma areia limpa com correção de finos é dada por

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1Ncs} \quad (3.35)$$

A classificação do solo e porcentagem de finos estão correlacionados com um termo chamado de índice do tipo do solo, I_c . Esse termo é dependente das resistências de ponta e de atrito lateral normalizadas, Q_{tn} e F_r , respectivamente, e foi definida por Robertson e Wride (1997) como

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (1,22 + \log F_r)^2]^{0,5} \quad (3.36)$$

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_c - \sigma'_{vo}}{pa} \right) \left(\frac{pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (3.37)$$

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma'_{vo}} \right) * 100 \quad (3.38)$$

, onde

f_s = resistência de atrito lateral medida em campo;

n = expoente dependente do tipo do solo, sendo 0,5 para areias, 1,0 para argilas e valores intermediários para siltes e siltes arenosos (Youd *et al.*, 2001; Idriss e Boulanger, 2014);

Os termos Q_{tn} e F_r são utilizados em gráficos de classificação de solo, como o criado por Robertson (1990), mostrado na Figura 42a. O termo I_c representa a distância radial entre qualquer ponto no gráfico e o ponto definido por $Q = 2951$ e $F = 0,06026\%$ (Idriss e Boulanger, 2014). Como mostrado e citado por Robertson (2009), cada curva limite entre os tipos de solo é definido com I_c constante, por exemplo, entre os solos tipo 4 e 5 há o limite de I_c igual à 2,60.

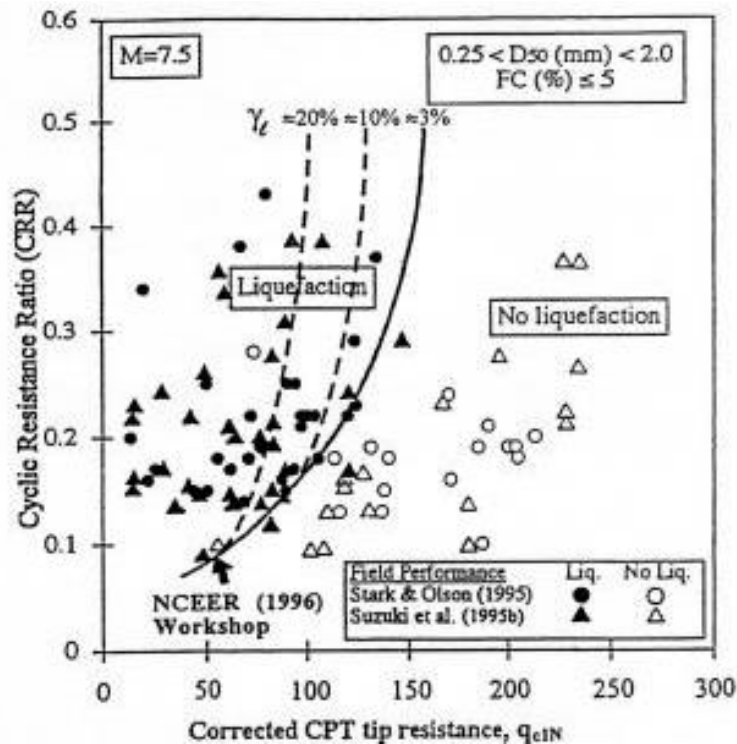


Figura 41 — Correlação de início de liquefação utilizando dados de CPT (Robertson e Wride, 1998)

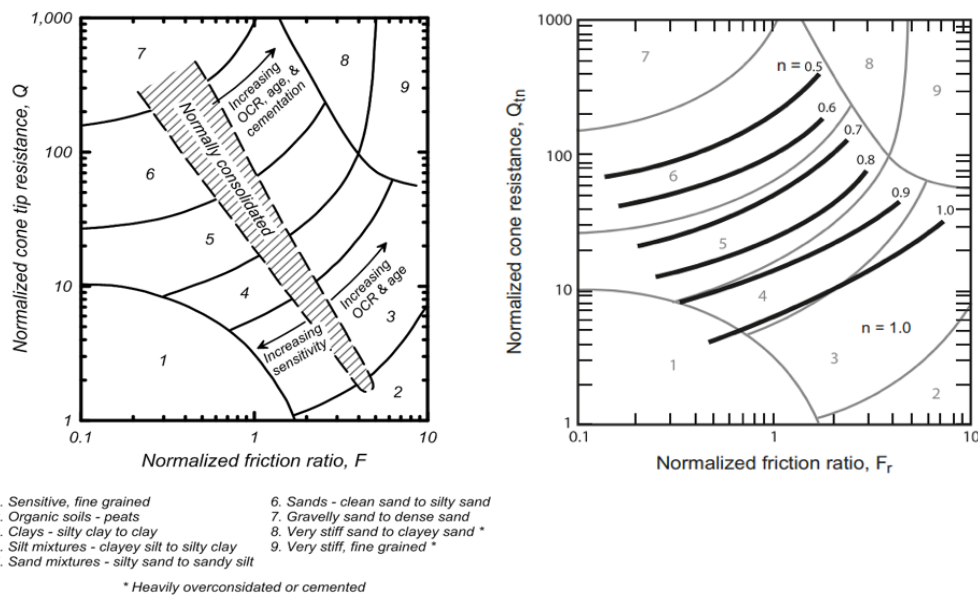


Figura 42 — a) Gráfico de classificação do solo baseado em normalizações Q_n e F_r ; b) mesmo gráfico com variação do expoente n (Robertson, 1990; Robertson, 2009)

Métodos de cálculo do expoente n foram desenvolvidos por Youd *et al.* (2001) e atualizados por Zhuang (2002). O procedimento é feito como:

- com o valor de $n=1,0$, calcular o valor de I_c . Caso o valor do termo for maior que 2,6, o solo é considerado argiloso, sendo considerado como não provável à liquefação;
- caso o valor de I_c acima for menor que 2,6, o cálculo deverá ser feito, agora com $n=0,5$. Se $I_c \leq 1,64$, o solo é considerado areia;

- c) Se o $I_c < 2,6$ é considerado não-plástico e granular, e entre $1,64 \leq I_c \leq 2,6$, n deve ser estimado por $n = (I_c - 1,64) * 0,3 + 0,5$. Com o valor calculado, encontra-se um novo I_c , fazendo o processo iterativo até que a variação $\Delta n < 0,01$, podendo classificar o solo segundo o ábaco da Fig. 42a.

Como a equação proposta por Zhuang (2012), Robertson (2009) propôs uma equação baseada no índice do tipo do solo, I_c , para $n \leq 1$ dada abaixo, ilustrada no ábaco da Figura 42b.

$$n = 0,381(I_c) + 0,05 \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) - 0,15 \quad (3.39)$$

Há uma grande incerteza entre a relação de I_c e FC devido à três grandes fatores. O primeiro, devido à incerteza da medição de FC de amostras. O segundo, são limitações do método em prever FC para uma ampla variedade de tipos de solo. E por último, a então desconhecida influência da plasticidade dos finos. As bases de dados são dominadas por casos com solos não plásticos ou de baixa plasticidade, no entanto, variações na plasticidade podem contribuir significativamente para que a relação entre I_c e FC disperse (Idriss e Boulanger, 2014).

Através de retroanálises com a base de dados, Idriss e Boulanger (2014) desenvolveram uma equação de correção do FC dependente do I_c e outro termo, C_{FC} mostrada na Eq. 3.40. O parâmetro pode ser ajustado quando há disponibilidade dos valores de I_c e FC (Romanel, 2020). Da equação original, onde Eq. 3.40 foi baseada, há um desvio padrão de 0,29, sendo este inserido no valor do parâmetro C_{FC} quando não há valores de I_c e FC disponíveis.

$$FC = 80(I_c + C_{FC}) - 137 \quad (3.40)$$

Como mostrado pela Figura 43, a utilização de $C_{FC} = -0,0, -0,29$ e $0,29$ cobrem quase 2/3 dos dados, sendo uma boa estimativa. Idriss e Boulanger (2014) afirmam que os métodos de início de liquefação baseados em ensaios CPT devem considerar explicitamente a incerteza nos valores de FC e classificação dos solos quando não há amostras nem dados disponíveis, sendo prudente, fazer uma análise para determinar se certos valores de FC e de parâmetros de classificação dos solos tem grande influência.

Como para a correlação do ensaio SPT, a equação de CRR normalizada para a magnitude de terremoto 7,5 e tensão vertical efetiva, σ'_v de 1 atm baseada em gráficos como o da Fig. 41 é dada por

$$CRR_{M=7,5; \sigma'_v=1 \text{ atm}} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2,8 \right] \quad (3.41)$$

, onde $21 \leq q_{c1Ncs} \leq 254$.

Como descritos no item 3.2.1, correções para valores de magnitudes M diferentes de 7,5, tensão efetiva vertical diferente de 1 atm e tensão cisalhante igual à zero são feitas através dos fatores MSF e $K\sigma$. Para dados do ensaio CPT, são

encontradas através das equações abaixo desenvolvidas por Idriss e Boulanger (2008,2014).

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) * \left[8,64 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 1,325 \right] \quad (3.42)$$

,onde

$$MSF_{max} = 1,09 + \left[\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right]^3 \leq 2,2 \quad (3.43)$$

$$K_\sigma = \min \left[\begin{array}{c} 1 - C_\sigma * \ln\left(\frac{\sigma'_v}{pa}\right) \\ 1,1 \end{array} \right] \quad (3.44)$$

,onde

$$C_\sigma = \frac{1}{37,3 - 8,27(q_{c1Ncs})^{0,264}} \leq 0,3 \quad (3.45)$$

Com isso, a equação de CRR não normalizada é dada como a Eq. 3.26.

$$CRR_{M\sigma'_v(z)} = CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} * MSF * K_\sigma * K_\alpha \quad (3.46)$$

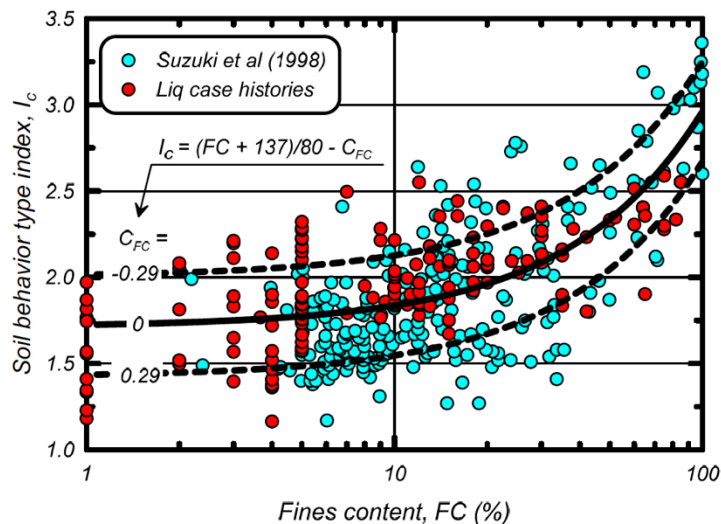


Figura 43 — Correlação entre I_c e FC com a variação do +0,29 e -0,29 do parâmetro CFC (Idriss e Boulanger, 2014)

3.2.2.2. Formulação Probabilística

Utilizando o mesmo método baseado nas funções de máxima verossimilhança proposto por Idriss e Boulanger (2010) para correlações com SPT, Idriss e Boulanger (2014) desenvolveram correlações probabilísticas utilizando dados do ensaio CPT. As incertezas do método levam em consideração valores de $CSR_{M=7,5;\sigma'_v=1atm}$ e q_{c1Ncs} através da base de dados de casos e também métodos de amostragem. Com isso, a equação desenvolvida é dada por

$$CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} = \exp \left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2,60 + \varepsilon_{\ln(R)} \right) \dots\dots\dots(3.47)$$

, onde $\varepsilon_{\ln(R)}$ é a distribuição normal de incertezas com média zero e desvio padrão, $\sigma_{\ln(R)}$ de 0,20.

Reescrevendo a Eq.3.47, tem se

$$CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} = \exp \left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2,60 + \sigma_{\ln(R)} \Phi^{-1}(P_L) \right) \quad (3.48)$$

, onde Φ^{-1} é a inversa da distribuição cumulativa normal padrão e P_L , a probabilidade de liquefação.

Desenvolvendo a equação através da probabilidade condicional à liquefação, obtém-se

$$P_L(q_{c1Ncs}, CSR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm}) = \Phi \left[- \frac{\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2,60 - \ln(CSR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm})}{\sigma_{\ln(R)}} \right] \dots\dots\dots(3.49)$$

A equação utilizada acima pode ser chamada de probabilidade condicional quando os valores de $CSR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm}$ e q_{c1Ncs} são conhecidos, fazendo com que sejam consideradas as incertezas do modelo. Para avaliar a probabilidade à liquefação em uma análise de risco de liquefação, deve-se considerar além das incertezas do modelo, as incertezas dos parâmetros utilizados, sendo essas bem maiores comparadas com as do modelo, fazendo com que uma análise sísmica e modelagem do depósito de solo seja feita para dados mais precisos (Idriss e Boulanger, 2014).

A Eq. 3.47 se assemelha a Eq. 3.41 exceto pelo valor de $\varepsilon_{\ln(R)}$. Caso o valor do termo seja igual à - 0,20, as equações são idênticas. O valor de 0,20, por sua vez, é o mesmo valor usado para o desvio padrão, $\sigma_{\ln(R)}$. Logo, a equação determinística se encontra um desvio padrão abaixo da curva de início de liquefação, correspondendo assim, à uma probabilidade P_L , de 16%. A Figura 44 mostra um gráfico relacionando os valores de P_L para 15%, 50% e 85%.

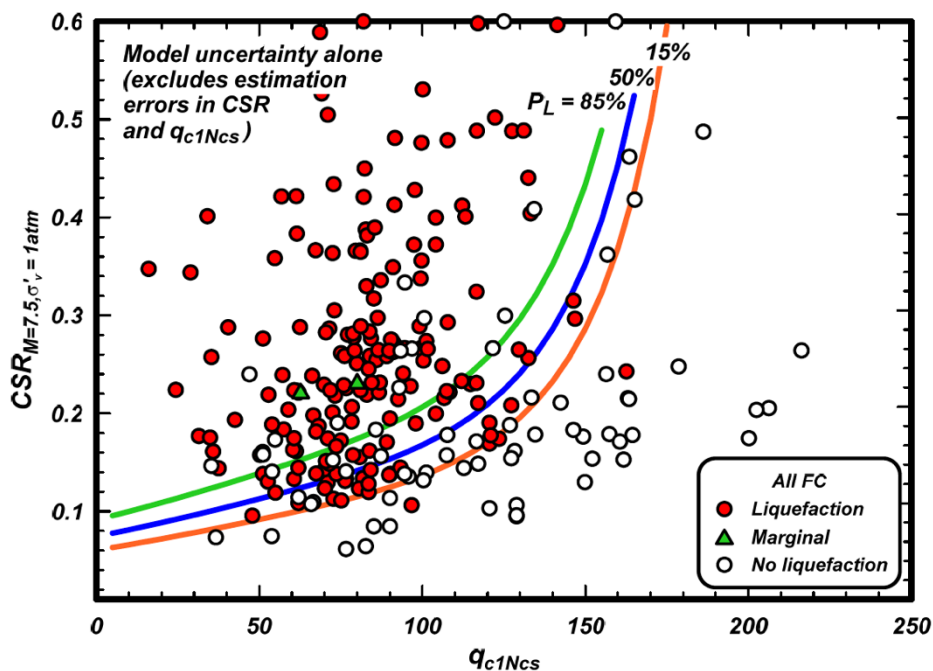


Figura 44 — Curvas de $CSR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}$ x q_{c1Ncs} para $PL=15\%$, 50% e 85% (Idriss e Boulanger, 2014)

3.2.3. Ensaio de Velocidade da Onda Cisalhante (V_s)

3.2.3.1. Formulação Determinística

Uma das outras correlações utilizadas são através de resultados da velocidade de ondas cisalhantes medidas *in situ*, sendo testados primeiramente por Stokoe e Hoar (1978) e Woods (1978). Com o avanço através dos anos, pesquisadores chegaram à correlações mais precisas devido à base de dados mais completas, como visto em Andrus e Stokoe (2000, 2003). O uso de V_s como índice de resistência à liquefação é baseado no fato que V_s e CRR são influenciados pelo índice de vazios, tensões efetivas confinantes, história de tensões e idade geológica (Youd *et al.*, 2001).

Um ponto importante do índice de vazios é a influência do parâmetro em ensaios para resistência à liquefação. Idriss e Boulanger (2008) através de ensaios constataram que um aumento de 50% na densidade relativa, D_R , aumenta $(N1)_{60}$ em um fator de 7,1, q_{c1N} , um fator de 3,3 e V_s , um fator de 1,4 (Harden e Drnevich, 1972), sendo assim, o ensaio menos sensível a esse aumento.

As maiores vantagens de utilizar o método são citadas por vários pesquisadores (Dobry *et al.*, 1981; Seed *et al.*, 1983; Stokoe *et al.*, 1988; Tokimatsu e Uchida, 1990). Dentre as mais importantes, cita-se: a) as medições são possíveis em solos que os outros ensaios não conseguem ser efetuados, como pedregulhos cuja medições de CPT e SPT não são confiáveis; b) medições podem ser efetuadas através de pequenas amostras em laboratório, sendo possível, comparações diretas com laboratório e comportamento de campo; c) V_s é uma propriedade básica do solo, sendo diretamente relacionada com o módulo de cisalhamento para pequenas deformações, $G_{máx}$, sendo esta relação mostrada abaixo.

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (3.50)$$

, onde ρ = massa específica do solo.

Contudo, ao utilizar esse método três grandes questões vêm à tona: a) medições de ondas sísmicas são feitas à pequenas deformações, enquanto aumento de poropressão e ocorrência de liquefação são médias à grandes deformações; b) ensaios de V_s não fornece amostras para classificação de solos e identificação de solos argilosos não liquefazíveis; c) camadas de solos finas com pequenos valores de V_s podem não ser detectadas se o intervalo de medição é alto (Youd *et al.*, 2001).

Seguindo o método simplificado de Seed e Idriss e as correções e normalizações utilizadas nos métodos SPT e CPT, Sykora (1987) e Robertson *et al.* (1992) normalizaram as medições de V_s para uma tensão vertical efetiva de 1 atm (100 kPa), cuja correlação é dada pela Eq. 3.50.

$$V_{s1} = V_s C_v = V_s \left(\frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0,25} \quad (3.51)$$

, onde

V_{s1} = velocidade da onda cisalhante normalizada para $\sigma'_v = 1 \text{ atm}$;

V_s = velocidade da onda cisalhante medida;

C_v = fator de correção para a tensão de referência;

σ'_v = tensão vertical efetiva inicial;

Um valor máximo de C_v é 1,4 para pequenas profundidades (Andrus e Stokoe, 2000). Segundo Andrus e Stokoe (2004), a ocorrência de liquefação em campo depende principalmente, das deformações cisalhantes no plano vertical, logo, a rigidez do solo neste plano é o mais importante.

Através de ensaios de laboratório, Roessler (1979), mostrou que a velocidade V_s depende das tensões principais nas direções de propagação de onda e movimento de partículas. Logo, se o movimento de partículas e propagação de onda se encontrarem na direção do plano horizontal, apenas a rigidez horizontal será definida. Para obter a propagação de ondas na direção do plano vertical, testes devem ser conduzidos com a movimentação de partículas nessa direção (Andrus e Stokoe, 2004). A utilização da Eq. 3.51 implicitamente assume que V_s é medida em ambas direções de movimento de partículas e propagação de ondas se reúnem nas direções de tensões principais e que uma dessas direções é a vertical (Stokoe *et al.*, 1985).

A Eq. 3.51 considera a utilização implícita do coeficiente do empuxo no repouso, K_o , igual à 0,5 para solos suscetíveis à liquefação. Caso o valor do coeficiente seja diferente de 0,5, Andrus e Stokoe (2004), modificaram a Eq. 3.51 para essa consideração.

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0,25} \left(\frac{0,5}{K_o} \right)^{0,125} \quad (3.52)$$

O cálculo de CRR foi desenvolvido primeiramente por Kayen *et al.* (1992) e Lodge (1994) para locais que liquefizeram ou não durante o terremoto de Loma

Prieta em 1989. Em 1997, Andrus e Stokoe refizeram as curvas para uma nova base de dados para solos não cimentados da época do Holoceno com menos de 5% de finos. A versão mais atualizada da base de dados, é de Andrus e Stokoe (2000) com 26 terremotos e 70 locais de medição a mais do que seu prévio trabalho em 1997 (Youd *et al.*, 2001), com uma comparação das curvas mostrada na Fig. 45. O último desenvolvimento da equação foi feito em 2004, sendo mostrado abaixo.

$$CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} = \left\{ a \left(\frac{K_{\alpha 1} V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - K_{\alpha 1} V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} K_{\alpha 2} \quad (3.53)$$

, com $0,033 \leq CRR_{M=7,5;\sigma'_v=1 atm} \leq 0,35$

e,

a,b= parâmetros de ajuste da curva, iguais à 0,022 e 2,8, respectivamente;

V_{s1}^* = velocidade limitante para ocorrência de liquefação;

$K_{\alpha 1}$ = fator de correção para altos valores de V_{s1} devido ao envelhecimento do solo;

$K_{\alpha 2}$ = fator de correção para influência de idade do solo no CRR;

O termo V_{s1} é baseado na hipótese utilizada por Seed *et al.* (1985) de que não é possível ocorrer liquefação para SPT maiores que 30, e Robertson e Wride (1998) de que não ocorre liquefação para q_c maiores que 160 (Andrus e Stokoe, 2004). Através de casos em campo, Andrus e Stokoe (2000) conseguiram chegar às seguintes relações levando em consideração a porcentagem de finos (FC):

$$V_{s1}^* = 215 \text{ m/s para } FC \leq 5\% \quad (3.54a)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0,5(FC - 5) \text{ m/s para } 5\% < FC < 35\% \quad (3.54b)$$

$$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s para } FC \geq 35\% \quad (3.54c)$$

Os fatores de correção de idade, dados por $K_{\alpha 1}$ e $K_{\alpha 2}$, são utilizados para solos que são de outros períodos sem ser do Holoceno. Andrus e Stokoe (2004) afirma que os dois fatores são necessários devido aos dois mecanismos que influenciam a posição de CRR no gráfico para solos antigos: o primeiro, o envelhecimento de V_{s1} e o segundo, o efeito desse envelhecimento no valor de CRR.

O primeiro fator, $K_{\alpha 1}$, pode ser estimado através de correlações entre valores de V_{s1} e SPT para estimar valores de V_{s1} em um solo do período Holoceno para determinado valor de $(N1)_{60}$, dividindo o valor estimado de V_{s1} pelo medido (Andrus e Stokoe, 2004). O gráfico, mostrado na Figura 46 mostra a relação proposta e curvas para $5\% \leq FC \leq 35\%$. Esse método considera que as medições de SPT não são afetadas pelo efeito de envelhecimento e cimentação, assumindo também, que o nível de deformação induzido durante o SPT é o mesmo que causa liquefação, fato este, incorreto, pois Dobry *et al.* (1982) e Seed *et al.* (1983) consideram que o fenômeno ocorre para deformações médias após vários ciclos de carregamento.

Arango (2000) revisou uma base de dados de locais afetados pelo tremor de 1886 em Charleston, Carolina do Sul e executou uma bateria de ensaios triaxiais cíclicos de tensão controlada cujas amostras são provenientes de dois locais, de 2 e 30 milhões de anos. O tremor de Charleston é interessante ao ser citado pois há dados de que solos com mais de 200 mil anos liquefizeram, onde as tensões cíclicas impostas são 3 vezes maiores do que as propostas pelo gráfico de ocorrência de

liquefação baseado no SPT. Andrus e Stokoe (2004) concluíram que um solo novo, do período Holoceno, tem um ganho de resistência no fator de 1,6 à 2,7. Para solos mais antigos, esse ganho pode ter um fator de 2,6 à 3,0. Com isso os autores chegaram à conclusão que a resistência do solo aumenta com a idade, desenvolvendo os valores de $K_{\alpha 2}$, mostrados na Tabela 2.

Como visto nos últimos ensaios discutidos, a equação de CRR é normalizada para um tremor de magnitude 7,5, tensão vertical efetiva, σ'_{v_0} , de 1 atm (100kPa) e tensão cisalhante estática igual à zero. Para valores de M diferente de 7,5 foi introduzido o termo MSF, *Magnitude Scaling Factor*. Nos casos de SPT e CPT, a equação utilizada leva em consideração medições normalizadas dos seus índices (N_{160cs} e q_{c1Ncs} , respectivamente). Já para o caso de V_s , a equação desenvolvida por Youd *et al.* (2001) é mostrada na Eq. 3.55.

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7,5} \right)^{-2,56} \quad (3.55)$$

, onde $M_w = M$ = magnitude do tremor.

Andrus e Stokoe (2000) propõe que juntamente com o fator MSF, deve-se utilizar o fator rd , definido pelas Eq. 3.3 e 3.4. Os mesmos pesquisadores, perceberam que para tremores cuja magnitude é entre 7 e 7,5 a diferença entre o uso apenas da Eq. 3.55 e da equação com a utilização do rd , é bem pequena. No entanto, para magnitudes menores que 6, a diferença é bem significativa, mas, não há base de dados para tremores cuja magnitude é menor que 6 e maior que 8 suficiente para resolver essas diferenças.

Outro fator, K_σ , é definido pela equação abaixo proposta por Youd *et al.* (2001).

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v_0}}{Pa} \right)^{f-1} \quad (3.56)$$

, onde f = fator de correção.

O fator f é dependente de condições do local incluindo densidade relativa, história de tensões, envelhecimento e OCR. Hynes e Olsen (1999) executaram ensaios triaxiais de carregamento cíclico para medir seus determinados CRR e K_σ , cujo resultado é demonstrado na Figura 47. Dos resultados se concluiu: a) para densidades entre 40% e 60%, $0,7 < f < 0,8$; b) para densidades entre 60% e 80%, $0,6 < f < 0,7$.

Assim, a razão de resistência cíclica para qualquer magnitude M, tensão vertical efetiva e tensão cisalhante estática é dada por

$$CRR_{M; \sigma'_{v_0}} = CRR_{M=7,5; \sigma'_{v_0}=1 \text{ atm}} * MSF * K_\sigma \quad (3.57)$$

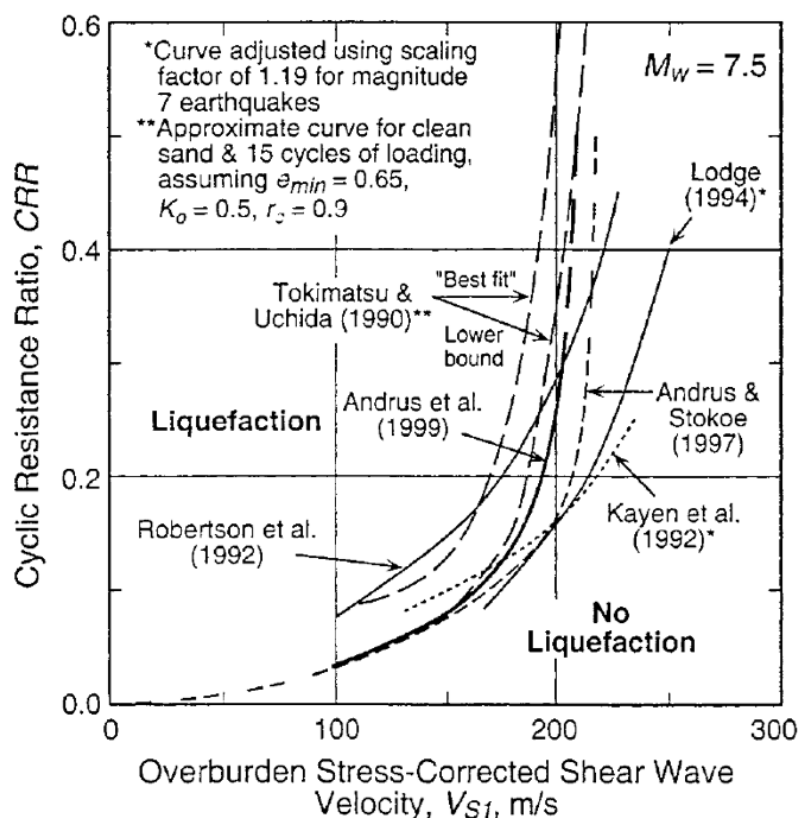


Figura 45 — Diferentes relações para curvas de CRR (Youd *et al.*, 2001)

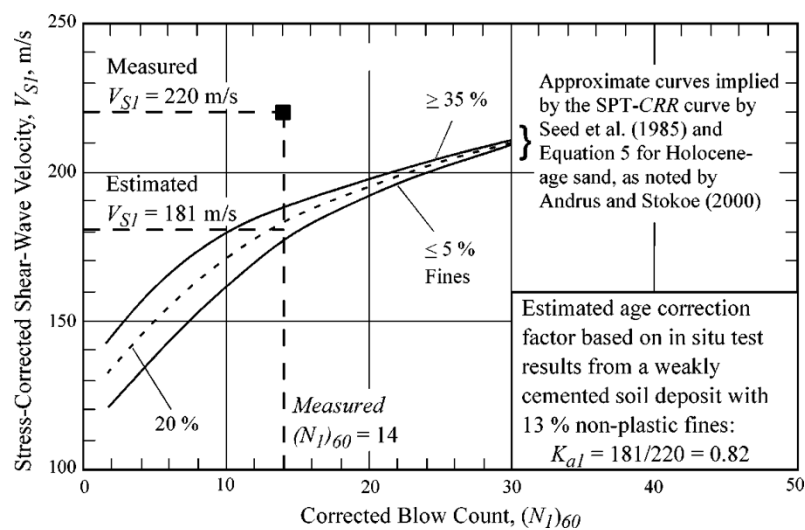


Figura 46 — Gráfico para estimar o valor do fator K_{a1} (Andrus e Stokoe, 2004)

Tabela 6 – Valores do fator K_{a2} estimados (Arango, 2000)

Time (years)	Lower-bound Estimate of K_{a2}
<10,000	1.0
10,000	1.1
100,000	1.3
1,000,000	1.5

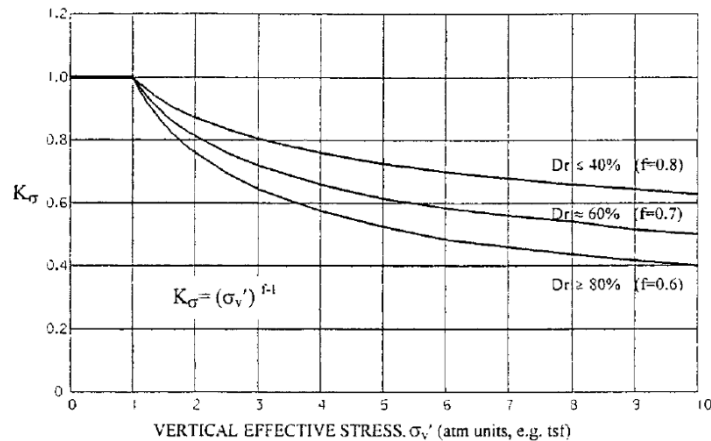


Figura 47 — Valores propostos por K_σ (Youd *et al.*, 2001)

3.2.3.2. Formulação Probabilística

Outro método de determinação da resistência do solo à liquefação é dada pela formulação probabilística. Juang *et al.* (2001, 2002) desenvolveu três métodos probabilísticos para certa base de dados de V_s . O primeiro modelo era um baseado em regressão logística, o segundo, também de regressão logística diferenciando do primeiro por um termo e o terceiro, baseado nas técnicas de interpretação Bayesianas propostas por Juang (1999) (Andrus e Stokoe, 2004).

Dos métodos acima citados, o que mais se adequou foi o modelo 3, onde a probabilidade à liquefação, P_L , foram estimadas à partir do valor do fator de segurança, F_s , para casos de ocorrência e não ocorrência de liquefação utilizando o teorema de Bayes. A relação entre P_L e F_s é dada pela Eq. 3.58.

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_s}{0.73}\right)^{3.4}} \quad (3.58)$$

Para F_s igual à 1, a probabilidade à liquefação P_L é igual à 0,26, P_L 1,2, F_s 0,16 e 1,5, 0,08. Juang *et al.* (2002) normalizou as curvas para uma magnitude de 7,5 e uma porcentagem de finos $FC \leq 5\%$, mostradas na Figura 48. Das curvas, é perceptível que as mesmas convergem para uma velocidade normalizada de 215 m/s, o mesmo valor utilizado na Eq. 3.54a. Andrus e Stokoe (2004) justificam esse comportamento com a tendência dos solos densos exibirem comportamento expansivo para grandes deformações, causando assim, diminuição da poropressão.

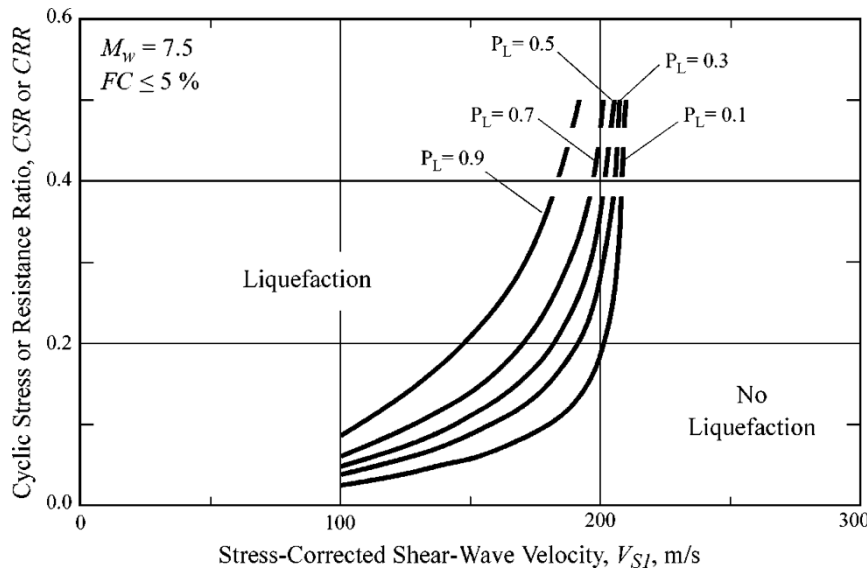


Figura 48 — Curvas sugeridas para PL baseadas em teorias Bayesianas (Juang *et al.*, 2002)

3.3. Razão de Resistência Cíclica (CRR) para Depósitos Inclinados

As equações utilizadas anteriormente são desenvolvidas para depósitos horizontais com depósitos rasos de solo potencialmente liquefazível (Kramer, 1996). Para locais com camadas de solo inclinados ou aterros, há a presença da tensão cisalhante estática que influencia no valor de CRR. Assim, Seed e Idriss (1982), desenvolveram o fator de correção da tensão cisalhante estática, K_α , sendo mais uma vez baseados em resultados de ensaios. No entanto, a acurácia dessas relações é difícil de avaliar pois não há dados de campo ou de laboratório suficientes para confirmação (Idriss e Boulanger, 2006).

a) Ensaio SPT

$$K_\alpha = a + b * \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (3.59)$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 * \exp(-\alpha) \quad (3.59a)$$

$$b = \exp(-1,11 + 12,3\alpha^2 + 1,31 * \ln(\alpha + 0,0001)) \quad (3.59b)$$

$$c = 0,138 + 0,126\alpha + 2,52\alpha^3 \quad (3.59c)$$

$$\alpha = \frac{\tau_{static}}{\sigma'_v} \leq 0,35 \quad (3.59d)$$

$$-0,6 \leq \xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1+2K_\alpha)*\sigma'_v}{3Pa}\right)} - \sqrt{\frac{(N1)_{60}}{46}} \leq 0,1 \quad (3.59e)$$

b) Ensaio CPT

$$K_\alpha = a + b * \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (3.60)$$

, onde os termos a,b,c e α são os mesmos utilizados nas equações acima

$$-0,6 \leq \xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1+2K_0)\sigma'_{vc}}{3Pa}\right)} - (0,478(q_{c1N})^{0,264} - 1,063) \leq 0,1 \quad (3.60a)$$

c) Ensaio V_s

Diferente das equações para outros ensaios, para o ensaio V_s é utilizada o fator originalmente proposto por Seed *et al.* (1983) dado pela Eq. 3.61.

$$\alpha = \frac{\tau_{static}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.61)$$

Harder e Boulanger (1977) fizeram vários ensaios triaxiais de carregamento cíclico sendo assim, os valores acima determinados empiricamente. Após discussões do NCEER em 1997, os autores perceberam que os dados mostram uma perda de convergência sendo necessária um desenvolvimento maior. A equação de CRR é dada como na Eq. 3.62.

$$CRR_{M; \sigma'_{vo}} = CRR_{M=7,5; \sigma'_{vo}=1 atm} * MSF * K_\sigma * K_\alpha \quad (3.62)$$

d) Fator de Segurança

O fator de segurança contra liquefação para este caso é definido por Olson (1986) como a Eq. 3.63, levando em conta que um valor adequado é entre 1,2 e 1,5.

$$FS = \frac{S_u}{\tau_{est} + \tau_{sis}^{med} + \tau_{outro}} \quad (3.63)$$

, onde S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada, τ_{est} , a tensão de cisalhamento estática, τ_{sis}^{med} , tensão cisalhante cíclica média e τ_{outro} , outro acréscimo de tensão cisalhante. Romanel (2020) admite que os valores de τ_{est} e τ_{sis}^{med} são encontrados através de análises do equilíbrio limite e programas computacionais de propagação de ondas 1D, como SHAKE2000 (Ordoñez, 2012). Há uma outra forma de obter o valor da tensão cisalhante cíclica média: através das equações propostas por Seed e Idriss (1971) dadas abaixo.

$$\tau_{sis}^{med} = \frac{0,65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\sigma_v r_d}{MSF} \quad (3.64)$$

Um outro método de encontrar a resistência à liquefação do talude é encontrada através da Eq. 3.65, desta vez utilizando a resistência ao cisalhamento no solo na ruptura, $S_{u\ rupture}$, o valor de CRR dado pela Eq. 3.62 e um termo de razão entre a tensão estática e a tensão efetiva vertical, mostrada pela Eq. 3.59d.

$$\frac{S_{u\ rupture}}{\sigma'_{vo}} = \alpha + CRR_{M; \sigma'_{vo}} \quad (3.65)$$

4. Estimativa de Deslocamentos e Mitigação da Ocorrência de Liquefação

Do fluxograma proposto por Seed *et al.* (2003) e das questões propostas por Kramer (1996) e Idriss e Boulanger (2008), após a identificação da susceptibilidade do solo à liquefação e seu respectivo início, deve-se avaliar os deslocamentos produzidos por tal fenômeno.

Seed *et al.* (2003) divide os deslocamentos causados pelo fenômeno em grandes e de pequenos à moderados. Os grandes deslocamentos são aqueles que possuem mais de 1 m, sendo causados geralmente, devido à fluxo por liquefação ou espraçamento lateral onde a tensão cisalhante estática é bem maior do que a resistência ao cisalhamento liquefeita.

4.1. Avaliação de Grandes Deslocamentos

Os grandes deslocamentos acontecem devido ao rearranjo da massa de solo a fim de reestabelecer o equilíbrio, ocorrendo após o tremor, entendendo assim, que as tensões cíclicas não são importantes para causar deslocamentos, embora sejam importantes para iniciar a geração de poropressão.

Há quatro grandes métodos para estimar os deslocamentos: a) não linear, elementos finitos no domínio do tempo ou análise de diferenças finitas (Finn *et al.*, 1986; Beaty *et al.*, 1998); b) métodos empíricos baseados em retroanálises de casos históricos (Hamada *et al.*, 1986; Youd *et al.*, 2002); c) métodos analíticos simplificados; e, d) correlações com ensaios SPT ou CPT.

Barlett e Youd (1992) afirmam que os deslocamentos causados por liquefação se devem à quatro fatores: i) o grau de perda de resistência ao cisalhamento do solo liquefeito (como mostrado pelo I_B de Bishop (1967)); ii) condições de contorno ao redor da massa potencialmente liquefazível; iii) tensões estáticas atuando na massa potencialmente liquefazível; e, iv) tempo em que as tensões atuantes são maiores do que as resistentes.

O primeiro método é o mais complexo de todos, pois há uma grande dificuldade na sua utilização. Se utilizado corretamente, consegue fornecer estimativas condizentes com a realidade. No entanto, caso parâmetros de entrada estejam incorretos, os métodos são bem sensíveis às pequenas variações, podendo causar assim, estimativas finais incorretas. Cita-se *softwares* como PLAXIS, QUAKE que utilizam o método dos elementos finitos e FLAC, que utiliza o método das diferenças finitas.

Os métodos empíricos são baseados em retroanálises de casos de espraçamento lateral, sendo o mais utilizado o proposto por Barlett e Youd (1995), atualizado por Youd *et al.* (2002). O método leva em consideração duas hipóteses: face livre, onde o espraçamento pode ocorrer ou depósito inclinado sem face livre, como mostrado na Figura 49.

O procedimento se mostra efetivo para deslocamentos maiores do que 1,5 m, embora a variação de deslocamentos se encontre com fatores de 0,5 à 2,0. Para deslocamentos menores que 1,5 m, como mostrado na Figura 50, há uma grande dispersão dos dados, refletindo, assim, a dificuldade em estimar deslocamentos pequenos (Seed *et al.*, 2003).

Um dos métodos analíticos mais utilizados é o de método de Newmark (1965), que estima deslocamentos laterais através da analogia com blocos rígidos. No entanto, as análises do método consideram que não há variação da resistência ao cisalhamento do solo durante um terremoto, o que é incoerente com a realidade. Baziar *et al.* (1992) e Byrne *et al.* (1992) propuseram modificações ao método, como por exemplo, utilizar a resistência do solo liquefeita (s_uLIQ) para cálculo.

Um bloco se encontra em um plano que possui certo atrito, sujeito a movimentos horizontais da base. Devido à força de inércia, o bloco tende a mover na direção oposta à aceleração da base, e, quando a soma das forças estáticas e dinâmicas excederem as forças resistentes do bloco, o mesmo moverá junto com a base. Newmark considerou essa condição de equilíbrio expressa em termos de uma aceleração de escoamento (a_y), ou seja, quando o bloco atinge determinada aceleração, começa a se mover, demonstrado na Figura 51.

A aceleração de escoamento para depósitos inclinados é uma função da resistência ao cisalhamento do solo e do mecanismo ou superfície de ruptura. Com o movimento do bloco, a primeira integração fornece a velocidade do bloco, e a segunda, o deslocamento para cada ciclo, onde o valor de a_y é ultrapassado. No entanto, a utilização desse método tem suas adversidades. Rauch (1997) cita dois problemas: i) a falta de uma superfície de ruptura em um espraçamento lateral dificulta a obtenção da aceleração de escoamento, a_y ; ii) espraçamento lateral continua a ocorrer mesmo após cessar os tremores, situação em que a análise de Newmark desconsidera.

A estimativa de deslocamentos através de correlações com medições de SPT e CPT foi proposta por Zhang (2014). O método utiliza os procedimentos para avaliar potencial de liquefação disponíveis para SPT e CPT para estimar a deformação cisalhante cíclica máxima para solos arenosos. As correlações empíricas são desenvolvidas para três casos: depósitos inclinados com face livre, depósitos horizontais com face livre e depósitos inclinados sem face livre.

Os deslocamentos são encontrados integrando as deformações máximas com a profundidade, sendo denominadas do índice de deslocamento horizontal, LD. O método utilizou casos cujo deslocamentos eram na ordem de 0,1 à 1,92 m, e as correlações mostraram variações de 50% à 200% dos calculados para os medidos. O procedimento se mostrou competente ao obter valores preliminares de deformação, sendo continuamente atualizado conforme a atualização dos casos.

Como mostrado pelos métodos, a estimativa dos deslocamentos é uma tarefa complicada e que ainda necessita de muito estudo. A confiabilidade e eficácia de qualquer método deve ser julgada unicamente com base em estudos de caso. Infelizmente, muitos dos métodos existentes são aplicados para um pequeno número de casos, não generalizando assim o fenômeno, fazendo com que a confiabilidade se mantenha em cheque (Rauch, 1997).

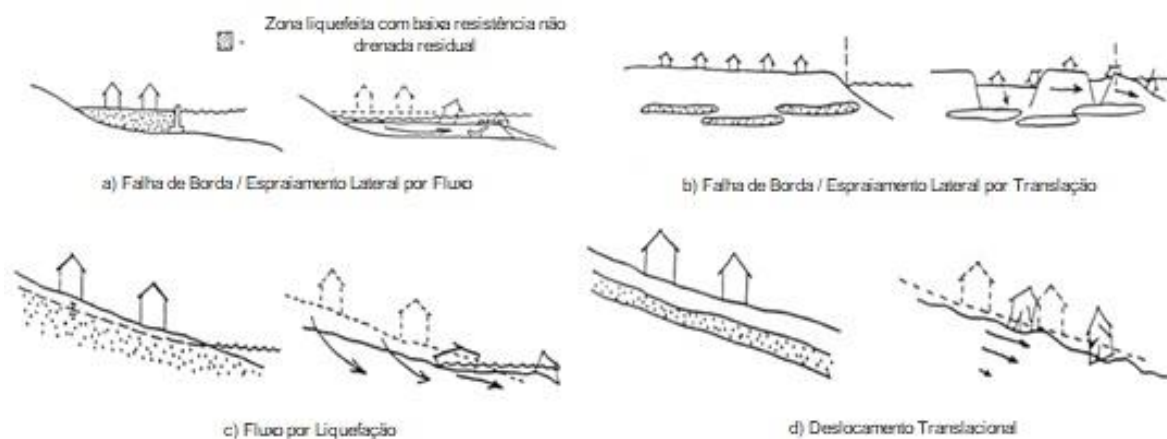


Figura 49 — Hipóteses de deslocamento: a e b) face livre; c e d) depósitos inclinados (adaptado de Youd *et al.*, 2002)

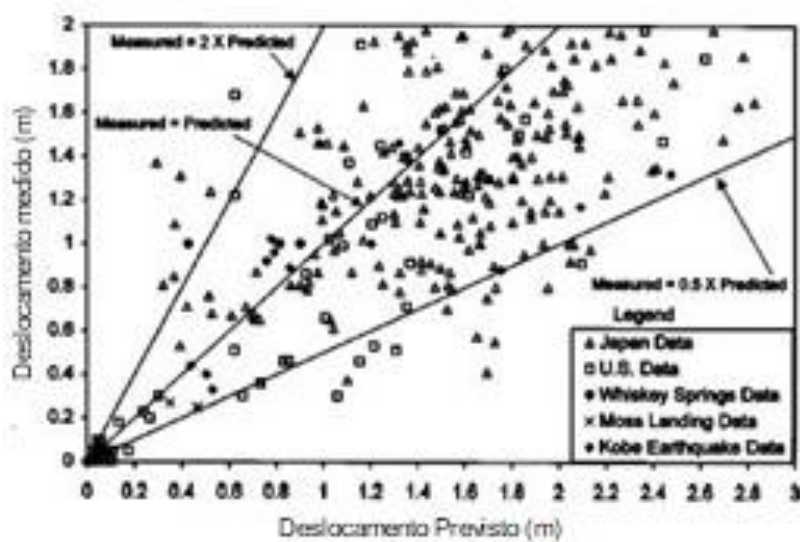


Figura 50 — Estimativa de deslocamentos menores que 1,5m (Youd *et al.*, 2002)

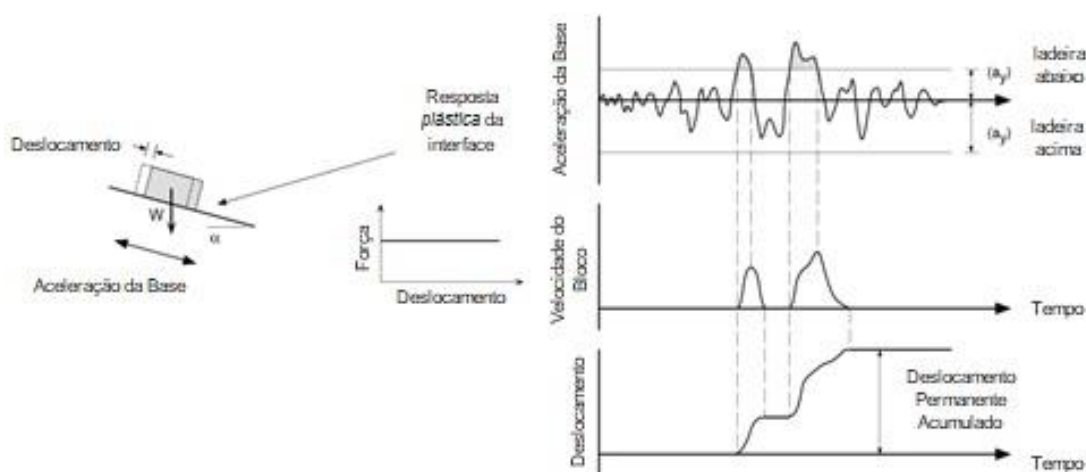


Figura 51 — Analogia proposta por Newmark (1965) (Rauch, 1997)

4.2. Avaliação de Pequenos Deslocamentos

Os deslocamentos pequenos à moderados variam de 0 à 0,75 m, sendo assim, os mais importantes para edifícios e estruturas. No entanto, por mais importante que sejam, não há métodos eficazes para estimativa desses deslocamentos. Diferentemente de grandes deslocamentos, os pequenos deslocamentos são afetados principalmente por tensões cíclicas (Seed *et al.*, 2003).

A alternativa é a utilização dos métodos citados acima para grandes deformações, e utilizar a resposta obtida apenas como uma estimativa preliminar visto que a variação entre o resultado do método e o real é bem grande.

Outros deslocamentos possíveis além dos horizontais são os deslocamentos verticais causados pelo adensamento do solo. Scott (1986) desenvolveu um método analítico para recalque resultante de liquefação. O autor propõe que o solo liquefeito seja uma suspensão de grãos que se acomodam em direção à base. Depois que se inicia a liquefação, é formada uma camada de solo solidificada na base, aumentando sua espessura com o tempo à uma velocidade constante. No entanto, o modelo de Scott não foi comparado com dados de casos históricos, sendo assim, não adequado para uso.

Uma alternativa para estimativa desses deslocamentos, assumindo a hipótese de compressão unidirecional, é através dos gráficos propostos por Tokimatsu e Seed (1987) e Ishihara e Yoshimine (1992) estimando deformações volumétricas em areias limpas correlacionadas com a deformação cisalhante máxima. Segundo Rauch (1997), ambos os métodos mostraram boas estimativas comparados com dados históricos.

4.3. Mitigação da Ocorrência de Liquefação

Caso a estimativa de deslocamento obtida pelo método anterior seja de um valor muito alto, podendo causar a ruptura da estrutura, certas ações devem ser tomadas para mitigar essa ocorrência. Silver (1985) divide as ações de mitigação em quatro grupos: procedimentos operacionais, melhoramento do solo, soluções estruturais e soluções de drenagem, sendo as ações mostradas na Tabela 7.

O primeiro grupo pode ser chamado também de soluções não estruturais. Após a análise de deslocamentos decorrentes da liquefação, o engenheiro chefe pode decidir por mudar o local da obra, abandonar o projeto ou não tomar nenhuma ação e preferir correr o risco (NRC, 1985).

Para avaliar-se a eficácia de um método de melhoramento de solo, é importante entender o mecanismo do melhoramento de modo que o controle de qualidade seja adequado e escolher um método de fácil execução e não oneroso (Idriss e Boulanger, 2008). Mitchel (2008) separou o melhor método de melhoramento de solo conforme sua granulometria como mostrado na Figura 52.

Tabela 7 – Métodos de Mitigação de Liquefação (adaptado de Seed *et al.*, 2003)

Método de Mitigação	Procedimento
Procedimentos Operacionais (Soluções Não Estruturais)	Sem ação
	Abandonar o projeto
	Mudar o local da obra
Melhoramento de Solo	Métodos Vibratórios
	Compactação Dinâmica
	Estacas de Compactação
	Compactação por Explosão
	Bulbos de Compactação
	<i>Permeation Grouting</i>
	<i>Jet Grouting</i>
	<i>Deep Soil Mixing</i>
	Pré-Carregamento
Soluções Estruturais	Escavação e descarte de solo potencialmente liquefazível
	Escavação e Recompactação
	Compactação do novo solo
	Construção de bermas, diques e outras estruturas de contenção
	Instalação de estacas profundas
	Instalação de fundações rasas
Soluções de Drenagem	Drenos

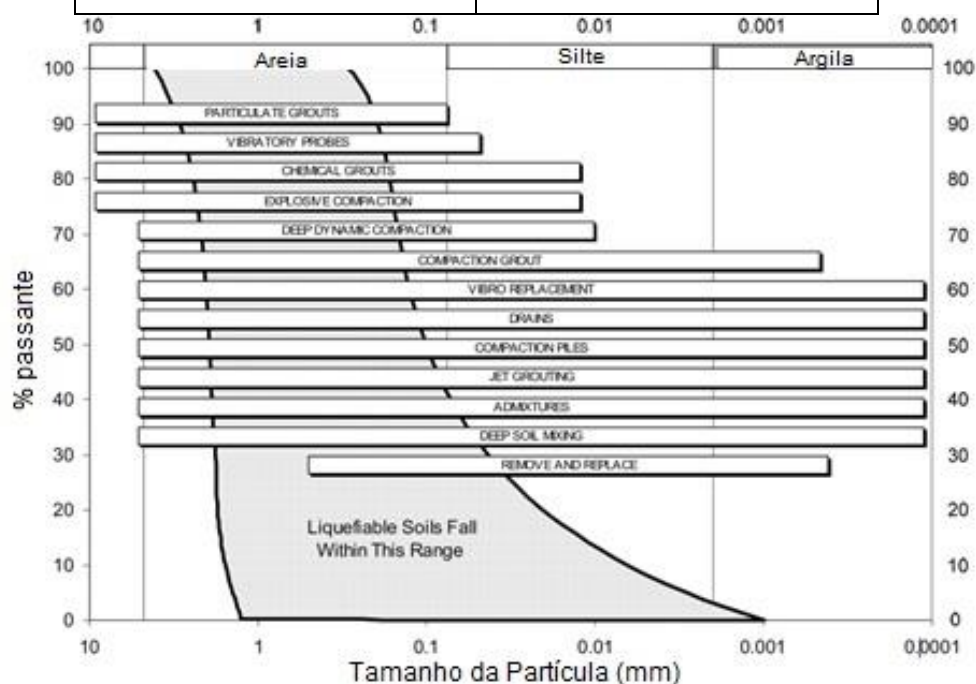


Figura 52 — Métodos de melhoramento do solo conforme granulometria (Mitchel, 2008)

4.3.1. Melhoramento de Solo

É recomendada a utilização desse método de mitigação juntamente com um programa pós tratamento para verificar que o nível desejado foi atingido. Um dos exemplos de programa cita-se o ensaio CPT, por ser um ensaio quase contínuo. No entanto, é importante deixar armazenado dados do ensaio antes do melhoramento.

Em alguns casos, logo após o melhoramento, apesar do aumento da densidade relativa do solo, há um acréscimo irrisório à resistência de penetração, podendo vir a diminuir. Mas, com o passar dos meses, por meio dos efeitos de envelhecimento, a resistência começa a aumentar consideravelmente (Seed *et al.*, 2003).

a) Métodos Vibratórios

A técnica de vibrocompactação engloba vários métodos de construção em que uma sonda vibratória repetitivamente penetra o solo para adensar os solos potencialmente liquefazeis (Idriss e Boulanger, 2008). Esse método é eficaz para profundidades de até 70 m, no entanto, penetração em solos densos ou graúdos pode fazer com que a eficácia seja diminuída ao não transmitir energia vibratória adequada.

Normalmente, a vibrocompactação é adequada para solos que possuem menos do que 5% de finos. Por muito tempo pesquisadores utilizaram a justificativa de que era devido à inabilidade da água escapar pelos poros. Porém, após verificações notaram que a porcentagem de finos em que o método passa a ser ineficaz condiz com a porcentagem em que o solo já não é potencialmente liquefazível, ou seja, solos potencialmente liquefazeis são os únicos solos que necessitam de tratamento (Seed *et al.*, 2003). Dos métodos mais utilizados cita-se: vibro-rod, vibroflotation e vibro-replacement.

Vibro-rod consiste na penetração de uma haste com um motor vibratório no topo causando assim, o adensamento do solo. Vibroflotation por sua vez, possui um motor no inferior da sonda, fazendo assim, com que a dificuldade de eficácia seja compensada. Vibro-replacement consiste no preenchimento da cavidade da sonda com materiais como pedregulho, areia grossa, concreto, entre outros, substituindo o solo potencialmente liquefazível.

Dos métodos supracitados, todos consistem na instalação de colunas de diferentes materiais. Segundo Seed *et al.* (2003), como os materiais utilizados possuem maior módulo de cisalhamento do que o solo, ao acontecer o tremor, as colunas atraem as tensões cisalhantes para elas, protegendo assim, o solo das consequências. Ainda não há uma estimativa da quantidade de tensões atraídas pelas colunas, mas, sabe-se das limitações do método. A razão de altura e diâmetro ser maior que 3, faz com que as deformações na coluna sejam devido à flexão, diferente de puro cisalhamento. Com isso, diminui-se a defesa do solo, podendo ser até negligenciada, sendo um método ineficaz.

Os métodos vibratórios são os mais efetivos e financeiramente viáveis em várias situações levando em consideração a granulometria da Figura 52. Segundo Idriss e Boulanger (2008), o melhoramento do depósito do solo ao utilizar os métodos é devido à quatro fatores: i) adensamento do solo; ii) aumentando tensões laterais in situ; iii) aumentando a rigidez do solo com colunas rígidas; e, iv) fornecendo drenagem correta do excesso de poropressão gerado pelo tremor.

b) Compactação Dinâmica

A compactação dinâmica consiste no lançamento de um objeto de grande massa diretamente no solo com o auxílio de um guindaste. Os objetos pesam até 33 toneladas podendo ser lançados de até 30 m, podendo haver casos em que os valores são maiores (Mosely e Kirsch, 2004). Quando o objeto chega ao chão produz ondas dinâmicas no solo, fazendo assim, com que o mesmo liquefaça, e com a dissipação do excesso de poropressão gerado pelo carregamento, ocorra o adensamento.

Cita-se como vantagens: i) economicamente viável para tratamento de grandes áreas, devido à fácil replicação dos procedimentos; ii) adensamento de vários tipos de solo, mesmo os pedregulhos e mais graúdos, diferentemente dos métodos vibratórios (Idriss e Boulanger, 2008).

Dentre as limitações cita-se a profundidade de eficácia e estratigrafia do depósito de solo. Seed *et al.* (2003) considera que para uma ótima eficácia do método a camada liquefazível deve estar entre 6 e 8 m da superfície, já Idriss e Boulanger (2008) garantem que a eficácia é garantida até os 10 m de profundidade. Com solos menos permeáveis próximos à superfície, há uma dificuldade da dissipação do excesso de poropressões gerado. Logo, caso a porcentagem de finos seja maior ou igual à 20%, a eficácia do método pode ser comprometida (Idriss e Boulanger, 2008).

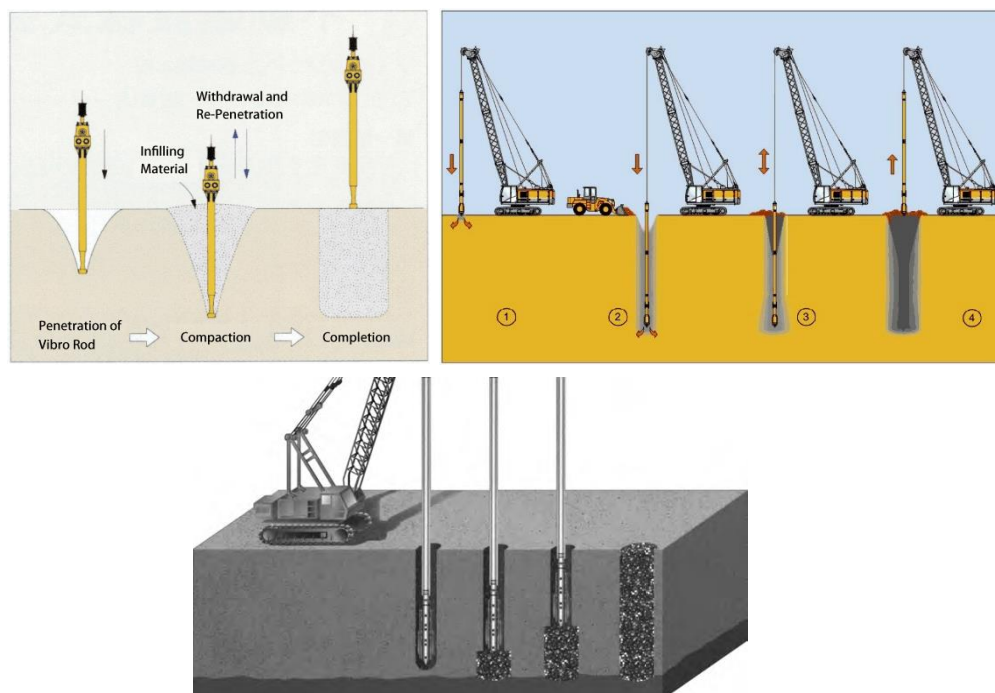


Figura 53 — Métodos vibratórios utilizados: a) vibro-rod (FUDO Construction) b) vibro-flotation (GeoEngineer) c) Idriss e Boulanger (2008)

c) Estacas de Compactação

As estacas de compactação são geralmente empregadas em situações onde outros métodos não podem ser utilizados sendo raramente usadas devido ao seu custo. O método consiste na inserção ou construção de estacas no solo potencialmente liquefazível. O melhoramento ocorre por três mecanismos: i)

adensamento devido à inserção da estaca no solo; ii) aumentando tensões laterais e, iii) pela presença de elementos estruturais mais rígidos do que o solo. Um exemplo do método é mostrado na Figura 54.



Figura 54 — Técnicas de mitigação: a) compactação dinâmica (Menard Group)³; b) estacas de compactação (Menard Group)⁴; c) compactação por explosão (CivilDigital)⁵

d) Compactação por Explosão

A técnica de compactação por explosão vem sendo usada desde 1939 (Ivanov, 1983). O método é utilizado para adensar o solo potencialmente liquefazível. Segundo Minaev (2018) há dois métodos de explosão: simultânea e em sequência. A primeira é a rede de dinamites na área explodindo todos ao mesmo tempo através de um dispositivo, e a segunda, as dinamites são explodidas com um atraso entre eles.

De acordo com Ivanov (1983), o melhor método a ser utilizado é o de explosões simultâneas pois promove uma destruição maior da estrutura do solo devido ao aumento da intensidade da ação dinâmica, fazendo assim, com que haja um aumento da densidade do solo quando adensado.

Seed *et al.* (2003) afirmam que o método produz um adensamento menos uniforme do que seria obtido se utilizasse métodos vibratórios, por exemplo. Além disso, certas questões ambientais são levantadas, considerando a propagação de vibrações em outros locais, como também barulho excessivo.

e) Bulbos de Compactação

Também chamado de compaction grouting, o método consiste na injeção de argamassa de baixa mobilidade a altas pressões no solo, formando assim, bulbos no

solo. Com o crescimento gradual dos bulbos no solo, há o cisalhamento do solo ao redor, fazendo assim, com o que o mesmo se movimenta até o seu estado crítico sob as tensões confinantes impostas pela cavidade expansível (Idriss e Boulanger, 2008).

O melhoramento do solo acontece devido: i) ao adensamento do solo; ii) com a expansão dos bulbos de argamassa, há o aumento das tensões laterais no solo; e, iii) reforço da massa de solo. O método é bem efetivo para solos com alta porcentagem de finos e solos com grandes partículas (Idriss e Boulanger, 2008).

Quanto às desvantagens, cita-se que o método não é tão eficaz para profundidades menores do que 6 m devido à baixa tensão de confinamento, o que faz com que durante a injeção de argamassa, o solo se levante devido à grande pressão da injeção. Outras desvantagens consideram o bulbo: o reforço causado pelos bulbos é bem baixo, pois o bulbo é bem frágil à torção e, as tensões laterais diminuem com o tempo.

O método foi testado em um local de São Francisco, EUA durante o terremoto de Loma Prieta em 1989. No entanto, as tensões cíclicas impostas a esse local foram baixas e de curta duração, fazendo assim, com que a eficácia do método para grandes tensões e grandes durações continue não comprovado (Seed *et al.*, 2003).

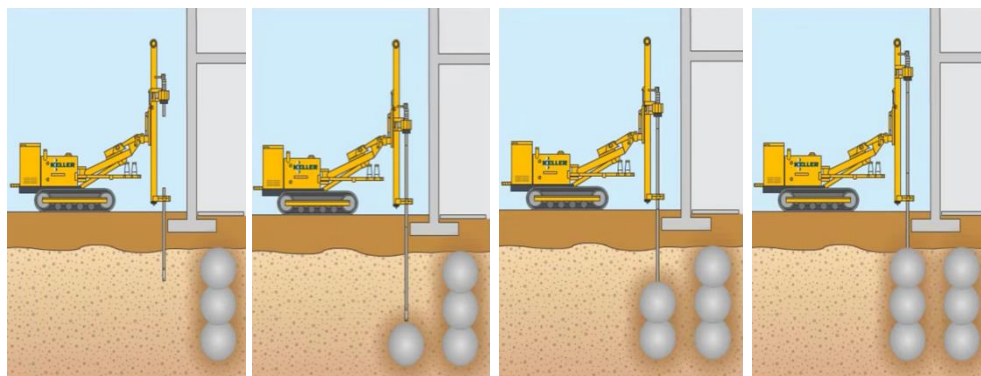


Figura 55 — Técnica de Bulbos de Compactação (Keller North America)

f) *Permeation Grouting*

Um outro nome dado para este método é chemical grouting. Esse procedimento consiste na infiltração de argamassa de baixa viscosidade a altas pressões. Diferentemente dos bulbos de compactação, a argamassa preenche os vazios entre os grãos de solo, transformando solos granulares em uma espécie de arenito. Por causa disso, é eficaz apenas para solos com baixa porcentagem de finos, um valor entre 6 e 10% (Seed *et al.*, 2003).

Pode ser utilizado para locais onde o acesso é complicado e o espaço limitado. Como o método dos bulbos, há o aumento da tensão lateral do solo. No entanto, não há certeza do adensamento causado pelo método, pois devido a argamassa enrijecida não há como executar os ensaios de verificação (Seed *et al.*, 2003).

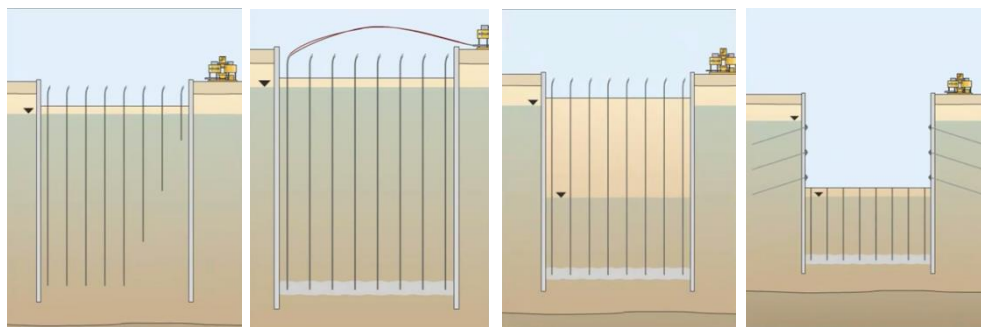


Figura 56 — Técnica de *Permeation Grouting* (Keller North America)

g) *Jet Grouting*

Como nos outros métodos, uma calda de cimento é injetada no solo a altas pressões. No entanto, para esse método, a calda é misturada com as partículas do solo, que foram destruídas devido às estas altas pressões. Com ajuda de determinados equipamentos, há a formação de colunas com a mistura de partículas e cimento, podendo estar sobrepostas. O diâmetro e profundidade dessa coluna varia com a densidade do solo e profundidade do solo potencialmente liquefazível, sendo assim, uma variável desconhecida.

Dentre as vantagens do método cita-se sua utilização em áreas de difícil acesso com estruturas já construídas e, também é possível alcançar grandes profundidades com as colunas de solo-cimento. Mas, o método é oneroso, sendo anti-econômico para grandes camadas de solo e a certeza de melhora é incerta devido à dificuldade de ensaio in situ na coluna endurecida (Seed *et al.*, 2003).

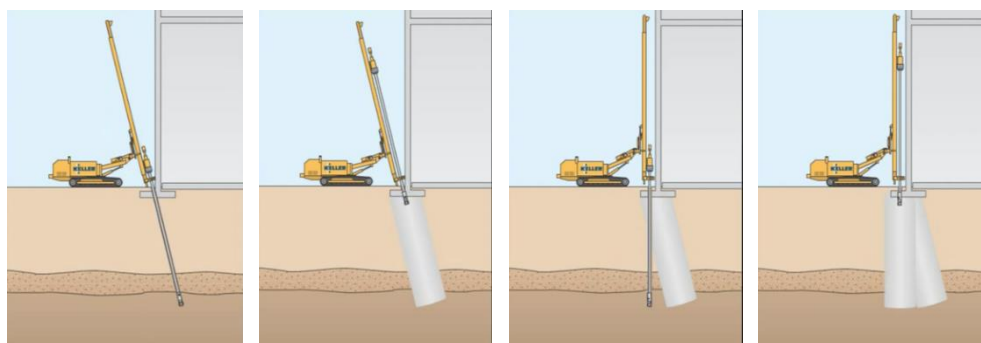


Figura 57 — Técnica de *Jet Grouting* (Keller North America)

h) *Deep Soil Mixing*

Outro método de mistura como Jet Grouting é Deep Soil Mixing, utilizado para vários tipos de solo, mesmo com altas porcentagens de finos. O método consiste na mistura de cimento ou argamassa com o solo, cuja resistência máxima é de 7 MPa (Idriss e Boulanger, 2008). Brocas rotativas são inseridas no solo até determinada profundidade, sendo então misturadas com cimento, e o excesso na superfície é descartado. Com a sobreposição de colunas de solo-cimento é possível criar uma parede chamada por Idriss e Boulanger de in-ground shear walls.

Segundo O'Rourke e Goh (1997) um grupo de colunas melhora um depósito de solo potencialmente liquefazível em três fatores: i) diminuindo as deformações cisalhantes causadas pelas tensões cíclicas e, conseqüentemente, a diminuição da geração de poropressão; ii) restringindo o solo, se o mesmo vier a liquefazer, diminuindo sua deformação, aumentando a resistência do mesmo; e, iii) atuando como uma barreira, não permitindo a movimentação de poropressão de outras áreas para o solo potencialmente liquefazível.

Como é necessária a inserção de brocas diretamente na camada liquefazível, solos a dezenas de metros são economicamente inviáveis. Seed *et al.* (2003) cita um termo chamado de “razão de tratamento”, que é a razão entre o volume de solo tratado e solo não tratado restrito pelas colunas. Caso essa razão seja baixa, o solo circundado por essas colunas pode liquefazer, causando recalques diferenciais. Outro ponto citado por Idriss e Boulanger (2008) é que como os materiais de solo-cimento não são armados possuem baixa resistência à tração, desenvolvendo então, um número elevado de fissuras, reduzindo sua resistência e conseqüentemente, sua eficácia.

Hamada e Wakamatsu (1996) executaram o método em campo durante o terremoto de Kobe em 1995. O prédio sob as colunas, apesar de ocorrer liquefação e deformações excessivas ao seu redor, continuou de pé sem maiores conseqüências.

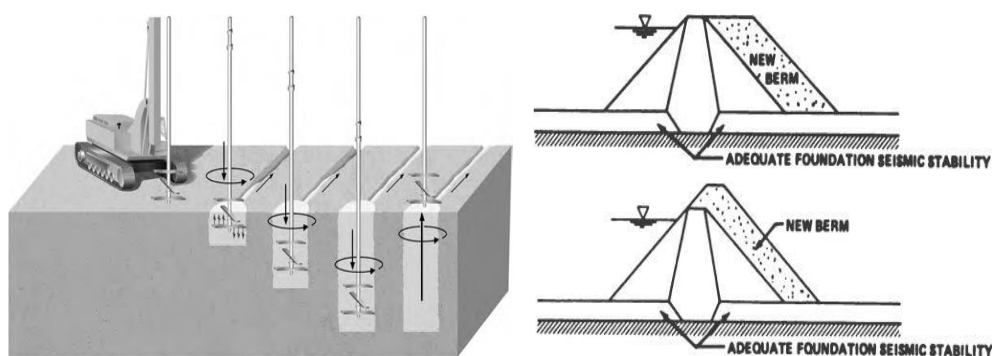


Figura 58 — Técnicas de melhoramento de solo: a) Deep Soil Mixing (Idriss e Boulanger, 2008); b) Pré-Carregamento (NRC, 1985)

i) Pré-Carregamento

Como proposto para o caso de adensamento, o pré-carregamento é colocado sob o depósito de solo, fazendo assim, com que haja o adensamento do solo, densificando o mesmo e o tornando mais resistente e, para casos de barragens, o pré-carregamento é dado como uma berma. Shoophpasha e Bagheri (2014) ao realizarem modelagens numéricas com dados de campo perceberam que a geração do excesso de poropressão está diretamente relacionada as tensões confinantes. Logo, com o pré-carregamento, há um aumento das tensões confinantes, diminuindo assim, a geração de poropressão que acarreta a redução da rigidez do solo.

NRC (1985) ao realizarem análises mostraram que baixos carregamentos produz um baixo melhoramento do solo. O método, ainda, não é totalmente eficaz em regiões de alta sismicidade. Certos pesquisadores consideram que a combinação

de métodos pode tornar o melhoramento mais eficaz, como por exemplo, o pré-carregamento juntamente com a instalação de drenos pré-fabricados.

4.3.2. Soluções Estruturais

a) Escavação e descarte de solo potencialmente liquefazível; Escavação e recompactação; Compactação de novo solo

Segundo Han (2015) um plano de escavação de solo bem executado deve seguir às seguintes etapas:

- - garantir que uma pequena quantidade de solo seja removida;
- - manter estabilidade do buraco;
- - causar a menor perturbação ao solo existente e estruturas ao redor;
- - ter um local adequado para despejo do solo;
- - remover água, especialmente dentro do buraco, para o caso de alto nível d'água;

Quando realizado em local aberto, escavação com inclinação de 2H:1V a 4H:1V é preferível, sendo dependente da condição do solo, profundidade do nível d'água. No entanto, quando o espaço é limitado, a escavação é realizada verticalmente, com suporte interno, como vigas de madeira e estacas prancha.

Após a escavação, dentre as opções estão a recompactação ou melhoramento do solo ou a sua substituição por um novo. O material de substituição pode ser um solo não liquefazível (seja por composição granulométrica ou densidade relativa), solos bem compactados, pedregulhos bem graduados ou solos combinados com cimento e/ou outros aditivos (Keepa e Murashev, 2017).

No entanto, ensaios são necessários para garantir uma eficácia do método: se um solo granular for utilizado, deve ser conduzido um ensaio de granulometria. Já para cimento e misturas químicas, corpos de prova devem ser feitos e testados a ensaios de compressão em pelo menos, 7 dias (Han, 2015).

Como vantagens do método, cita-se a utilização de equipamentos e métodos de fácil entendimento, baixo custo e também, são utilizadas para qualquer tipo de solo. Entre as desvantagens: há uma limitação de profundidade de 6m da camada de solo liquefazível; caso o solo possua o nível d'água elevado, um sistema de drenagem é necessário durante a escavação, o que pode vir a causar subsidência de estruturas ao redor (Keepa e Murashev, 2017).

b) Construção de Bermas, Diques e outras Estruturas de CONTENÇÃO

A construção de bermas e diques já fora mostrado no item 4.3.1 como um pré-carregamento que causa o adensamento do solo, aumentando assim, sua densidade relativa, diminuindo a probabilidade de liquefação.

As estruturas de contenção podem ser feitas com solo ou outros materiais, lembrando que o objetivo principal é garantir a retenção do solo para qual direção liquefação é mais provável de ocorrer. Esses métodos são menos efetivos em reduzir movimentos diferenciais, seja lateral ou vertical, sendo assim um método não utilizado geralmente (Seed *et al.*, 2003).

c) Instalação de Estacas Profundas

A construção de estacas ou cais é mais adequada para camadas de solo abaixo da potencialmente liquefazível. Caso as estacas sejam cravadas, um certo adensamento no solo é provocado. Juntamente com o adensamento, as estacas de concreto, devido ao alto módulo de cisalhamento do material, atraem uma quantidade maior de tensões cíclicas para si, diminuindo as deformações cisalhantes geradoras de poropressão no solo.

Como desvantagem, a construção de estacas ou piers não evita a ocorrência de recalques diferenciais, sendo necessária, a construção de capitéis para garantir a conectividade das estruturas. Além de ser economicamente inviável para grandes profundidades, é necessário garantir que as estacas não danifiquem durante a excitação sísmica. Há vários casos de danos em estacas e piers, desde os terremotos do Alasca em 1964 até o de Kobe em 1995.

Segundo Boulanger *et al.* (2007), vários pesquisadores (Tokimatsu e Asaka, 1998; Martin *et al.*, 2002; Boulanger *et al.*, 2003; Dobry *et al.*, 2003, entre outros) tem estudado o desempenho e projeto de estacas em áreas de solos potencialmente liquefazíveis, levando à um maior entendimento dos mecanismos fundamentais, atualizando assim, antigas metodologias. Dentre os métodos analíticos mais estudados encontram-se: totalmente não linear, no domínio do tempo e totalmente integrado com análises de solo-estrutura. A utilização desses métodos com um certo conservadorismo, fornece uma ótima base para projeto, e todas suas ramificações (Seed *et al.*, 2003).

d) Instalação de Fundações Rasas

A instalação de fundações rasas rígidas e armadas tem como objetivo resistir a deslocamentos laterais e verticais, garantindo assim, um melhor desempenho da estrutura. Bouckovalas (2003) considera que os recalques das fundações rasas são resultantes da combinação dos carregamentos estáticos (peso do solo e também da própria fundação), degradação da resistência ao cisalhamento do solo e tensões cisalhantes induzidas pelo tremor no solo. Nos métodos empíricos, que consideram depósitos horizontais, o recalque é devido unicamente, à dissipação de poropressão. Assim, conforme encontrado por Cetin *et al.* (2002), os recalques de fundações rasas sob solos liquefeitos são maiores do que os do solo, acontecendo durante o tremor.

Segundo Bray (2010), a construção de uma fundação rasa pode ter profundidade abaixo da camada liquefazível ou acima, caso a camada de solo não liquefazível tenha uma espessura adequada, de modo que a ruptura não atinja a camada vulnerável. Logo, dependendo da profundidade, o método é inviável economicamente. Outro ponto a ser considerado, é a possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais, podendo causar o tombamento da estrutura (Seed *et al.*, 2003).

4.3.3. Solução de Drenagem: Drenos

Como já é sabido, durante o terremoto, com o cisalhamento do solo devido às ondas sísmicas, há geração do excesso de poropressão, degradando a resistência do solo ao diminuir a tensão efetiva. A utilização de drenos é certa para os primeiros segundos pós tremor.

O sistema de drenos consiste em drenos verticais colocados em uma certa rede, podendo ter determinadas formas: quadrada, triangular, hexagonal (Krishna e Madhav, 2009). Por muito tempo, os drenos eram colunas de solos graúdos, o que facilitava a drenagem. No entanto, conforme citado por Seed *et al.* (2003) devido à falta de acurácia em relação ao coeficiente de permeabilidade do solo, com uma variação de até duas ordens de magnitude.

Atualmente, utiliza-se um composto geossintético, possuindo um núcleo interno polimérico com possível fluxo de ambos os lados, denominado de PVD (Prefabricated Vertical Drains) (Abuel-Naga e Bouazza, 2009). Além do núcleo, um filtro geotêxtil encapa o dreno, fazendo assim, com que não aconteça entupimento do dreno devido à presença de finos. Seed *et al.* (2003) afirma que a instalação de drenos via métodos vibratórios sem a presença de filtros, faz com que haja uma mistura de partículas, causando assim, uma diminuição na eficácia da estrutura.

Até pouco tempo, pesquisadores acreditavam que a utilização de drenos para mitigação e sua eficácia era relacionado ao adensamento causado por sua instalação e não pela drenagem em si. No entanto, com o tempo e avanços da tecnologia, como ensaios em centrífuga, foi mostrado que o melhoramento do solo está mais relacionado com a drenagem.

A eficácia dos drenos durante o terremoto diminui ao: i) diminuir a permeabilidade do solo; ii) aumentar a compressibilidade do solo; iii) percorrer maiores caminhos de drenagem; iv) depósito possuir camadas de solo mais espessas; e, v) ter um baixo coeficiente de permeabilidade (Idriss e Boulanger, 2008). Segundo Brennan e Madabhushi (2002), uma relação entre o coeficiente de permeabilidade do dreno e do solo deve ser por volta de 100.

Há três casos de utilização de drenos mostrados na Fig. 59. O primeiro, mostra uma camada de areia, com drenos atuando à fim de levar o excesso de poropressão para a superfície. Na Fig. 68b, os drenos, atuam com sua permeabilidade horizontal, ao levar a poropressão gerada para uma zona já adensada, diminuindo assim, as consequências. No caso da Fig. 68c, haveria um grande problema para a dissipação da poropressão por causa da camada de argila sobrejacente. No entanto, os drenos expulsam a poropressão diretamente da camada de areia para superfície.

Até o presente momento, todos os locais com drenos instalados para medir sua eficácia durante um terremoto real não sofreram tremores de altas magnitudes, sendo assim, um método incerto. Rollins *et al.* (2004) utilizou explosivos para gerar liquefação em solos e obteve certas conclusões: i) durante a instalação dos drenos, há a indução de um certo recalque, aumentando a densidade e diminuindo a compressibilidade; ii) a presença de drenos aumentou a dissipação do excesso de poropressão, sendo esse aumento não relacionado com o adensamento pois foi observado em áreas que não foram adensadas; e, iii) recalques foram diminuídos.

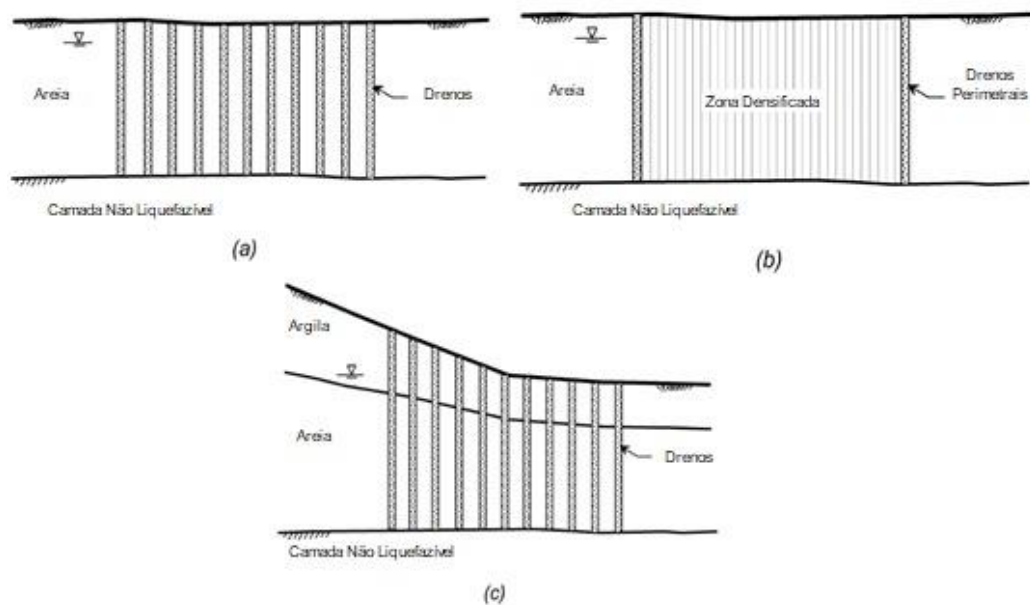


Figura 59 — Exemplos de utilização de drenos (Idriss e Boulanger, 2008)

5. Geração e Dissipação de Poropressão Através dos Drenos

Como citado no capítulo anterior, durante a instalação dos drenos há certo adensamento do solo, o que adicionado a possibilidade de dissipação dos excessos de poropressão através dos drenos, torna-se uma alternativa barata e vantajosa.

Shibata *et al.* (1996) constatou, através de observações em depósitos no terremoto de Kobe em 1995, que havia dissipação até uma hora após o término do tremor. A migração de água de camadas muito profundas pode fazer com que haja o que é chamado de “liquefação secundária”, onde devido ao aumento de poropressão proveniente dos drenos, as camadas superficiais liquefaçam (Seed *et al.*, 1975).

Com isso, se mostrou importante entender o comportamento de geração de poropressão e sua respectiva, dissipação. Os primeiros pesquisadores a falarem sobre o assunto utilizando técnicas de elementos e diferenças finitas foram: Seed *et al.* (1975), para condições de drenagem puramente vertical, Seed e Booker (1976), para drenagem radial e, Booker *et al.* (1976) para drenagem radial e vertical.

5.1. Equações Básicas

Primeiramente, considera-se que o fluxo da dissipação ocorra segundo a Lei de Darcy, dada pela Eq. 5.1, onde o eixo z foi utilizado por Seed e Booker (1976) para coincidir com a vertical, e os eixos x e y , para coincidir com a horizontal.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (5.1)$$

, onde

k_v, k_h = coeficientes de permeabilidade nas direções vertical e horizontal, respectivamente;

u = excesso de poropressão;

γ_w = peso específico da água;

ε = deformação volumétrica;

A equação acima pode ser modificada conforme notação indicada, sendo então,

$$\{\nabla\}[k] \left\{ \nabla \frac{u}{\gamma_w} \right\} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (5.2)$$

, onde

$$\{\nabla\} = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right)^T \quad (5.2a)$$

$$[k] = \begin{bmatrix} k_h & 0 & 0 \\ 0 & k_h & 0 \\ 0 & 0 & k_v \end{bmatrix} \quad (5.2b)$$

Dado um intervalo de tempo dt , há uma variação na poropressão dada por du , enquanto o elemento é sujeito à dN ciclos de tensões cisalhantes alternantes causando um aumento na poropressão $\frac{\partial u_g}{\partial N} dN$, onde u_g é a poropressão gerada pelas tensões cisalhantes alternantes. Assumindo que mudanças nas tensões totais são negligenciais e que a mudança de volume em função do tempo está relacionada com

a variação do excesso de poropressão resultante de redistribuição e geração devido à uma excitação sísmica (Booker *et al.*, 1976).

$$\partial_\varepsilon = m_{v_3} \left(du - \frac{\partial u_g}{\partial N} dN \right) \quad (5.3)$$

ou, em relação à dt ,

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = m_{v_3} \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right) \quad (5.4)$$

, onde

m_{v_3} = coeficiente de compressibilidade do solo;

N = número de ciclos do carregamento cíclico;

Com isso, combinando as Eq. 5.2 e 5.4, obtém-se

$$\{\nabla\}^T[k] \left\{ \nabla \frac{u}{\gamma_w} \right\} = m_{v_3} \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right) \quad (5.5)$$

Podendo ser simplificada para

$$\{\nabla\}^T[k] \left\{ \nabla \frac{u}{\gamma_w} \right\} = m_{v_3} \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \psi \right) \quad (5.6)$$

, onde

$$\psi = \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} = \text{poropressão gerada pelas tensões cisalhantes alternantes};$$

A resposta da Eq. 5.6 pode ser encontrada através de análises de elementos finitos. No entanto, para fazer uma correta avaliação do valor obtido pelo método, deve-se conhecer os valores dos termos $\frac{\partial u_g}{\partial N}$, $\frac{\partial N}{\partial t}$, como também da compressibilidade, m_{v_3} e permeabilidade, k .

5.1.1. Geração de Poropressão

Para encontrar uma relação entre o excesso de poropressão gerado pelo carregamento cíclico, u_g e o número de ciclos, N , Lee e Albaisa (1974) e Seed *et al.* (1975) realizaram uma bateria de ensaios triaxiais cíclicos, como também DeAlba *et al.* (1975) para ensaios de cisalhamento direto, cujo resultados são mostrados na Figura 60.

Segundo a formulação proposta por Seed *et al.* (1975), a relação entre os dois termos considera a adição de um terceiro termo, denominado N_i , que é o número de ciclos que causa a liquefação inicial dada certas tensões. A relação, então, é mostrada na Eq. 5.7.

$$\frac{u_g}{\sigma'_{to}} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_i} \right)^{1/2\alpha} \quad (5.7)$$

, onde

σ'_o = tensão efetiva inicial média sob condições triaxiais (Lee e Albaisa, 1974) ou tensão vertical inicial para condições de cisalhamento direto (DeAlba *et al.*, 1975);

α = constante empírica dependente do tipo de solo e condições de ensaio, sendo a curva média para vários solos de valor 0,7, como mostrado na Figura 61 (Seed *et al.*, 1975; Sasaki e Taniguchi, 1982)

A relação determinada pela Eq. 5.7 é a mesma relação encontrada pelas Eq. 2.1 a 2.4 da razão de poropressão. Logo,

$$r_u = \frac{u_g}{\sigma'_o} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_l} \right)^{1/2\alpha} \quad (5.8)$$

Dado que a geração de poropressão com o tempo é determinada por

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (5.9)$$

Derivando a Eq. 5.7 em função de dN ,

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_o}{\alpha * \pi * N_l} \frac{\tan\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)}{\sec^2\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)} \quad (5.10)$$

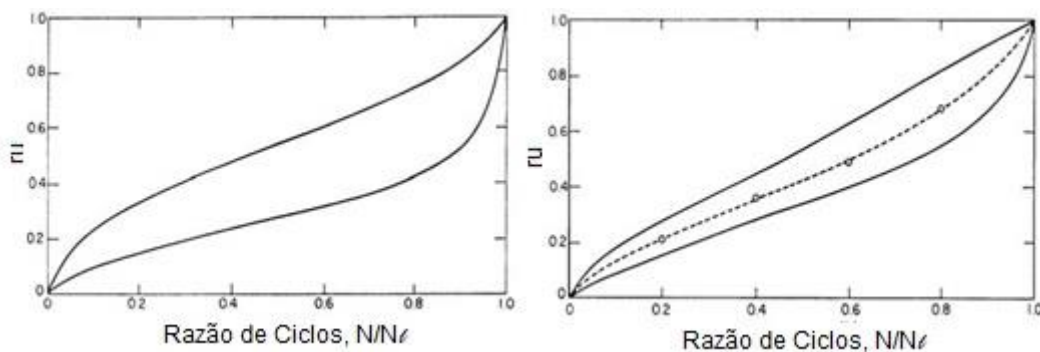


Figura 60 — Relação entre u_g e N determinada por a: Lee e Albaisa (1974); b) DeAlba *et al.* (1975)

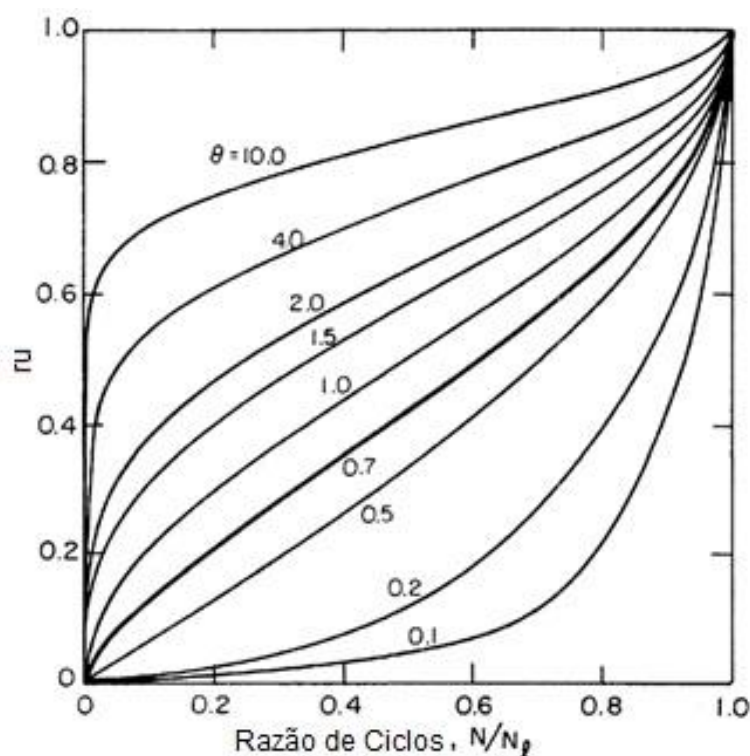


Figura 61 — Valores da constante empírica α (Booker *et al.*, 1976)

5.1.2. Número de Ciclos: equivalente (N_{eq}) e para iniciar liquefação (N_l)

a) N_{eq}

O carregamento cíclico induzido por um terremoto é irregular, sendo necessário, para fins práticos, encontrar um número de ciclos uniforme equivalente, dado por N_{eq} que ocorre durante um tempo t_d , de duração do terremoto. Seed *et al.* (1975) sugeriu que a derivada do ciclo em função do tempo, $\frac{\partial N}{\partial t}$, pode ser aproximado por

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \begin{cases} \frac{N_{eq}}{t_d} & (0 < t < t_d) \\ 0 & (t > t_d) \end{cases} \quad (5.11)$$

Através da teoria da fadiga de Palmgren – Miner (Palmgren, 1924; Miner, 1945), que relaciona ao dano cumulativo de um material em função da fadiga, Seed *et al.* (1975) desenvolveram correlações para o valor de N_{eq} . O método assume que a razão entre a aceleração na superfície de solo e a aceleração de pico é igual a razão de CSR em certa profundidade e o valor de CSR máximo na mesma profundidade, logo 0,65 (Lasley, 2016). A relação é dada pela Eq. 5.12.

$$\ln(n_{eq}) = -1,405 + 0,547M \quad (5.12)$$

, onde

M = magnitude do terremoto;

Liu *et al.* (2001) adicionou dados aos de Seed, e encontrou uma nova relação, que considera outros parâmetros.

$$\ln(n_{eq}) = \ln \left(\frac{\left\{ \frac{\exp[1,53+1,51(M-5,8)]}{10^{1,5M+16,05}} \right\}^{-\frac{1}{3}}}{4,9*10^6 \beta} + 0,75S + 0,095R \right) + \varepsilon \quad (5.13)$$

, onde

β = velocidade da onda cisalhante na fonte sísmica (utilizada por Liu *et al.* como 3,2 km/s);

S= fator em função do local (0 para rochas, 1 para solo);

R= distância entre o local e a fonte sísmica em km (a distância mais perto do plano de ruptura);

ε = erro normalmente distribuído com média de 0 e desvio padrão de 0,56.

Green e Terri (2005) detalham que o método utilizado por Seed *et al.* (1975) e Liu *et al.* (2001) tem deficiências pois não consideram a resposta não linear do solo e nem o tremor multidirecional. Os pesquisadores, então, propuseram um método baseado na energia dissipada de um volume de solo sujeito à determinado tremor e à um movimento senoidal com determinada amplitude e número de ciclos.

$$n_{eq} = \frac{\Sigma \omega G_{\gamma}}{2\pi D_{\gamma} \tau_{ref}^2} \quad (5.14)$$

, onde

$\Sigma \omega$ = energia dissipada em um volume de solo sujeito a um tremor;

G_{γ} = módulo cisalhante degradado à deformação cisalhante γ ;

D_{γ} = razão de amortecimento degradada à deformação cisalhante γ ;

τ_{ref} = tensão cisalhante de referência no momento em que a deformação cisalhante atinge γ ;

Lee (2009) executou análises em seis perfis de solo diferentes, sendo obtidos da base de dados de WUS (*Western United States*, regiões tectonicamente ativas) e CEUS (*Central-Eastern United States*, regiões tectonicamente estáveis). A relação encontrada é dada pela Eq. 6.15.

$$\ln(n_{eq}) = \exp(c_1 z) + c_2 R^{c_3} + c_4 M_w + c_5 + \varepsilon \quad (5.15)$$

, onde

z = profundidade da camada em metros;

c_1 - c_5 = coeficiente de regressão dados em função do tipo de solo e da base de dados (como mostrado na Tabela 6.1);

ε = termo de erro em função do tipo de solo, mostrado na Tabela 8;

Tabela 8 – Valores para c_1 - c_5 e ε de determinado tipo de solo (Lee, 2009)

Motion database	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	σ_{ε}
WUS	-0.0101	1.664	0.131	0.122	-2.11	0.50
CEUS	-0.0190	1.857	0.136	0.050	-1.77	0.59

O tempo equivalente do tremor, dado por t_d , pode ser correlacionado com a magnitude do terremoto, como mostrado na Tabela 9.

Tabela 9 – Valores de t_d correlacionados com M (Seed *et al.*, 1975)

Magnitude	Duration (sec)
5 ½ - 6	8
6 ½	14
7	20
7 ½	40
8	60

b) N_l

O parâmetro N_l dá o número de ciclos necessários para o início da liquefação. Pestana (1997) afirma que é necessário determinar o perfil de tensões cisalhantes horizontais ocorrentes devido à certo terremoto. Esse valor pode ser obtido através de análises através de *softwares* como SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) ou um procedimento simplificado baseado em resultados de análises proposto por Seed e Idriss (1971).

Através de resultado ensaios de cisalhamento direto, DeAlba (1975) e Seed *et al.* (1975) relacionaram o número de ciclos, N_l , com o valor de CSR e densidade relativa do solo, como mostrado na Figura 62. Caso dados experimentais não sejam possíveis, um outro método é usado para estimativas preliminares, mostrado na Fig. 63, onde os valores dentro dos gráficos correspondem ao $(N_l)_{60}$.

Esse método foi desenvolvido utilizando curvas de liquefação com magnitudes 7,5 como mostradas na Fig. 39, os valores de MSF calculados por Seed e Idriss (1982) e Youd e Idriss (1996), dado pela linha cheia e pontilhada na Figura 63, respectivamente, e o número de ciclos equivalentes, N_{eq} , encontrados por Seed e Idriss (1982).

Segundo Seed *et al.* (1975) a razão de desenvolvimento de poropressões sob condições não drenadas pode se dar de duas maneiras: i) caso $N_l < N_{eq}$, a camada vai liquefazer antes do tremor cessar, e ru será igual à 1 depois de $N_l * t_d$ segundos de tremor e, ii) caso $N_l > N_{eq}$, a poropressão aumentará conforme os gráficos da Fig. 69, não ocorrendo então liquefação.

A derivada da poropressão gerada pelo terremoto em função do tempo é dada, considerando a Eq. 5.11, pela Eq. 5.16.

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_{o}}{\alpha * \pi} * \left(\frac{N_{eq}}{N_l * t_d} \right) * \frac{\tan\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)}{\sin^{2\alpha}\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)} \quad (5.16)$$

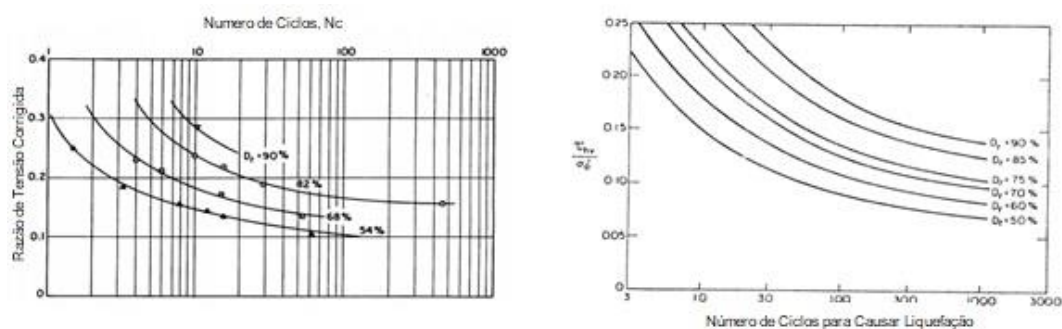


Figura 62 — Relação entre CSR, densidade relativa (D_r) e N_1 dado por: a) DeAlba (1975); b) Seed *et al.* (1975)

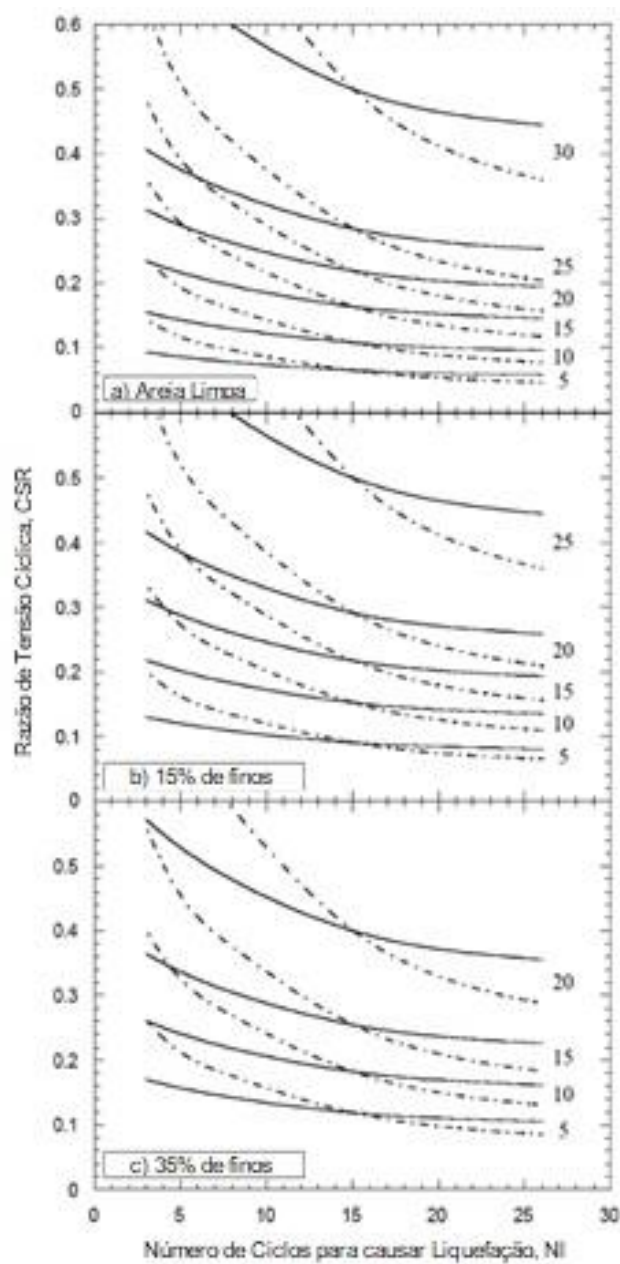


Figura 63 — Relação proposta com valores de CSR, FC, N_1 e $(N_1)_{60}$ (adaptado de Youd e Idriss, 1996)

5.1.3. Coeficiente de Compressibilidade (m_{v3}) e de permeabilidade (k)

O valor do coeficiente de compressibilidade, m_{v3} , pode ser encontrado através de ensaios de compressão triaxiais cíclicos, como proposto por Lee e Albaisa (1974). Booker *et al.* (1976) afirma que para baixos valores de ru , o valor do coeficiente é constante. No entanto, para valores de ru maiores do que 50%, o coeficiente m_{v3} sofre uma grande influência da densidade relativa do solo e da razão ru , como mostrado na Figura 64. Seed *et al.* (1975) encontrou a variação da compressibilidade com esses dois parâmetros através da relação dada pela Eq. 5.17.

$$\frac{m_{v3}}{m_{v30}} = \frac{e^y}{1+y+\frac{1}{2}y^2} \quad (5.17)$$

, onde

m_{v30} = coeficiente de compressibilidade para $ru=0$;

$$y = A(r_u)^B \quad (5.17a)$$

$$A = 5(1,5 - D_r) \quad (5.17b)$$

$$B = 3(2^{-2D_r}) \quad (5.17c)$$

D_r = densidade relativa do solo;

Segundo Pestana (1997), para solos uniformes, é possível estimar confiavelmente, o valor do coeficiente de permeabilidade horizontal, k_h , através de testes de bombeamento ou ensaios de permeabilidade, ambos *in situ*. Na falta de ensaios *in situ*, há correlações com propriedades do solo, como a fórmula de Hazen para areias uniformes e limpas, dada na Eq. 5.18.

$$k(m/s) = \frac{1}{100} (D_{10}(mm))^2 \quad (5.18)$$

Muitos depósitos de solos granulares possuem camadas de siltes ou argilas intercaladas. Devido à essa particularidade, o coeficiente de permeabilidade vertical, k_v , é menor do que o horizontal, k_h . Normalmente, o valor de k_v é dado em função do valor de k_h (k_h/k_v). Alguns pesquisadores japoneses citam que a razão tem valores entre 4 e 10. Seed e Booker (1976) consideram que $k_v = 0$, e Pestana (1977) afirma que para depósitos uniformes, a influência de k_v é mínima.

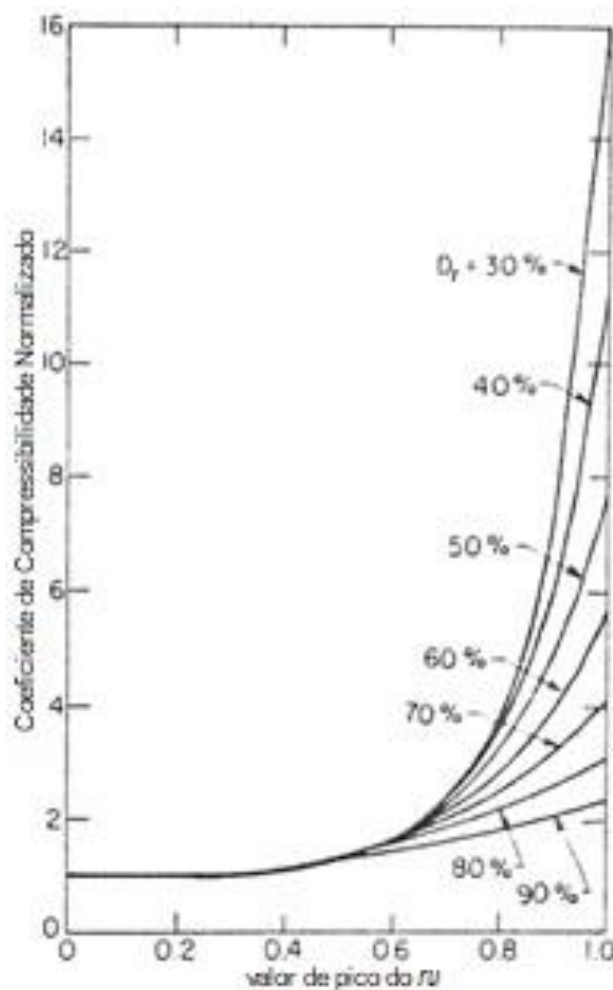


Figura 64 — Relação proposta por Seed *et al.* (1975) para valores de m_{v3} (adaptado de Seed *et al.*, 1975)

5.2. Análise de Dissipação em Drenos de Solo Granular

Para analisar o comportamento de drenos de pedregulhos, Seed e Booker (1976) analisaram a seguinte situação: uma rede de drenos verticais, como da Figura 65, com diâmetro $2a$ e espaço entre drenos de $2b$, instalado em um solo granular de permeabilidade k , tensão efetiva inicial, σ'_o , liquefazendo após N_l ciclos de tensões cíclicas uniformes de magnitude γ_{eq} . O solo está sujeito à N_{eq} ciclos de mesma magnitude por um período t_d . A geração de poropressão acontece através da Eq. 6.10 e o material que preenche o dreno é bem mais permeável que o solo.

Seed e Booker (1976) consideram que a drenagem vertical é nula por causa de camadas de solos finos intercaladas na prática, logo, a drenagem é puramente radial, sendo dependente de quatro fatores:

- a/b = configuração geométrica dos drenos;
- N_{eq}/N_l = severidade do tremor relacionado as características de liquefação do solo;
- $T_{bd} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{t_d}{m_{v3} a^2}$, relacionando a duração do tremor com propriedades do solo.....(5.19)

- α = constante empírica, normalmente, 0,7;

Para examinar o comportamento dos drenos, Seed e Booker (1976) criaram uma situação em que a razão $a/b = 0,2$ e N_{eq} é igual à $2N_1$. O resultado é mostrado na Figura 66.

Para o caso em que o solo tem permeabilidade nula ($T_{bd}=0$), o valor de ru será igual à uma unidade, quando t/t_d for igual à 0,5, ou seja, a condição de liquefação inicial começará na metade de duração do tremor, e como não há dissipação de poropressão, continuará assim. Com o aumento da permeabilidade, casos de $T_{bd}=1,0$ e $T_{bd}=1,25$, o aumento de poropressão ocorre até o término do tremor, podendo haver liquefação no solo. No entanto, após o término, ocorre a rápida dissipação de poropressão. Solos de alta permeabilidade, $T_{bd}=2,0$ e $T_{bd}=5,0$, o aumento de poropressão é quase igual à sua dissipação, garantindo assim, um nivelamento da curva.

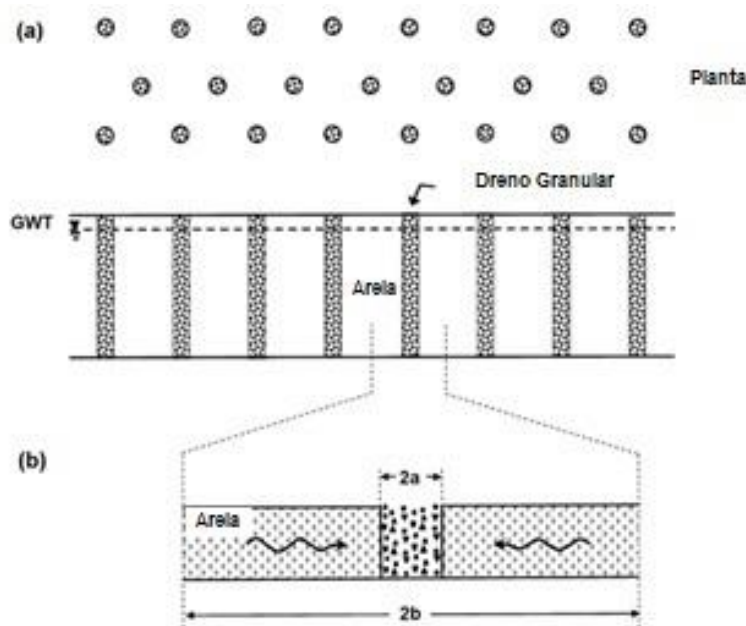


Figura 65 — Análise de drenos de pedregulhos proposta por Seed e Booker (1976, adaptado)

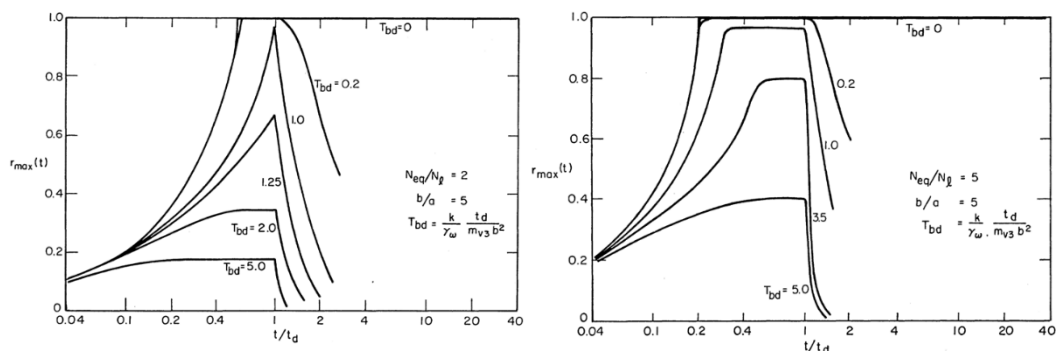


Figura 66 — Relação entre r_{max} e tempo para: a) $N_{eq}=2N_1$ e , b) $N_{eq}=5N_1$ (Seed e Booker, 1976)

Aumentando a razão entre o número de ciclos equivalente e o número de ciclos para causar liquefação para 5, percebe-se que as poropressões são geradas rapidamente, comparadas à N_{eq}/N_1 igual à 2, e sua dissipação ocorra mais abruptamente, como mostrado na Fig.75b. Outra efeito notado por Seed e Booker

(1976) foi de variação da relação a/b , com valores de $T_{bd} = 1,0$ e $N_{eq} = 2N_l$, como mostrado na Figura 67.

Para $a/b = 0$, ou seja, sem presença de drenos, liquefação ocorre em $t/t_d \cong 0,5$, continuando após o término do tremor. Com o aumento da relação, há a diminuição do valor máximo de ru , chegando até 0,40, onde a geração e dissipação de poropressão são quase niveladas. Um ponto interessante à se citar no gráfico é a grande variação dos valores de ru para $a/b > 0,2$. Os autores criaram gráficos para vários valores de N_{eq}/N_l e a/b para estimar os valores de ru como mostrados na Figura 68.

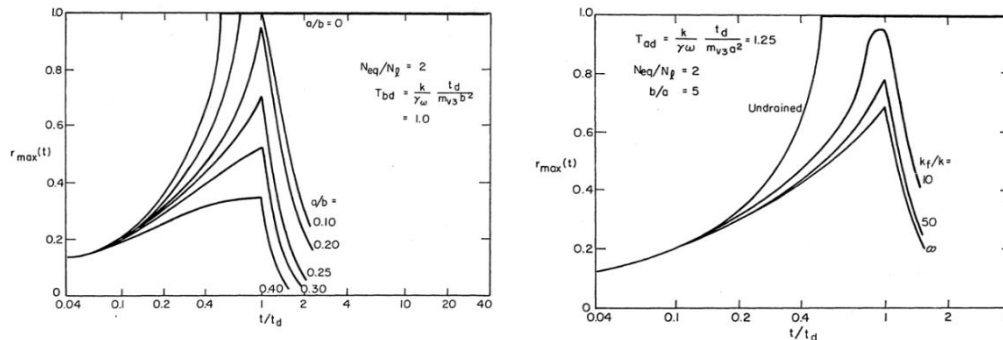


Figura 67 — Relação entre ru e tempo t com: a) razão a/b e, b) coeficiente de permeabilidade do dreno, k_f (Seed e Booker, 1976)

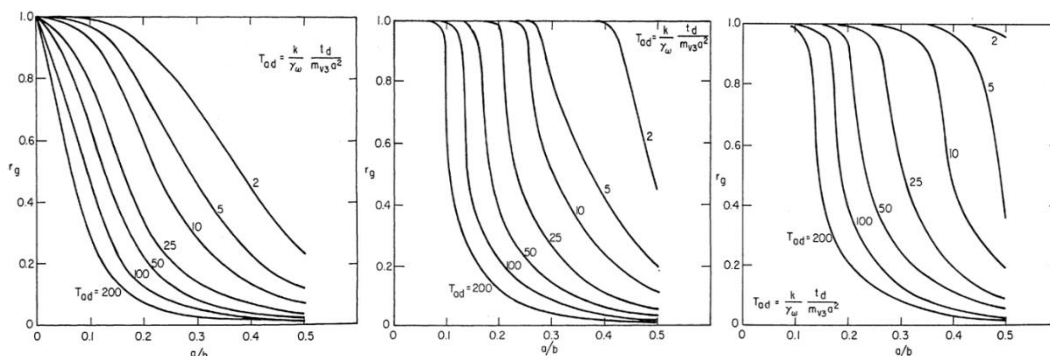


Figura 68 — Relação entre ru e variação de a/b para: a) $N_{eq}/N_l = 1$; b) $N_{eq}/N_l = 2$ e, c) $N_{eq}/N_l = 4$ (Seed e Booker, 1976)

Outro efeito a ser considerado é a permeabilidade do material de preenchimento do dreno. Para os cálculos, fora admitida a hipótese de que os drenos eram infinitamente permeáveis. No entanto, sabe-se que na realidade essa afirmação não é válida. À fim de simplificar a análise, Seed e Booker (1976) consideraram que a drenagem radial ocorre também dentro do dreno que possui um tubo infinitamente permeável no centro, e as características de liquefação do dreno são iguais às do solo.

Se esse tubo não fosse considerado, as poropressões geradas durante o tremor no sistema dreno-solo se redistribuiriam devido suas propriedades dessemelhantes, dissipando para um valor final diferente de zero. Como mostrado na Fig 67b, um valor de k_f/k acima de 50 garante uma ótima eficácia do dreno, logo, para a maioria das areias, pedregulhos médios à finos são ótimos materiais de preenchimento para drenos.

O efeito de drenagem vertical também foi considerado. Os autores supuseram uma situação em que um depósito de areia de 6 m, cujo $k_h = 3k_v$, estava sob uma camada impermeável e subjacente à uma camada permeável de 15 m. Os drenos possuíam 0,2 m de diâmetro (a) e um espaçamento efetivo de 2 m. Duas análises foram executadas: i) drenagem puramente radial e tensão vertical efetiva no depósito igual à tensão no meio da camada, e ii) drenagem vertical e horizontal com tensão vertical efetiva variante. O resultado das análises é mostrado na Figura 69. Do gráfico, percebe-se que os valores obtidos são praticamente os mesmos, no entanto, Seed e Booker (1976) presumem que para casos em que a drenagem vertical possua um efeito significante, a seguinte relação possa ser usada:

$$ru = ru_{radial} * C_v \quad (5.20)$$

, onde

ru_{radial} = maior valor de ru para drenagem puramente radial no meio da camada;

C_v = grau de adensamento para drenagem puramente vertical da camada;

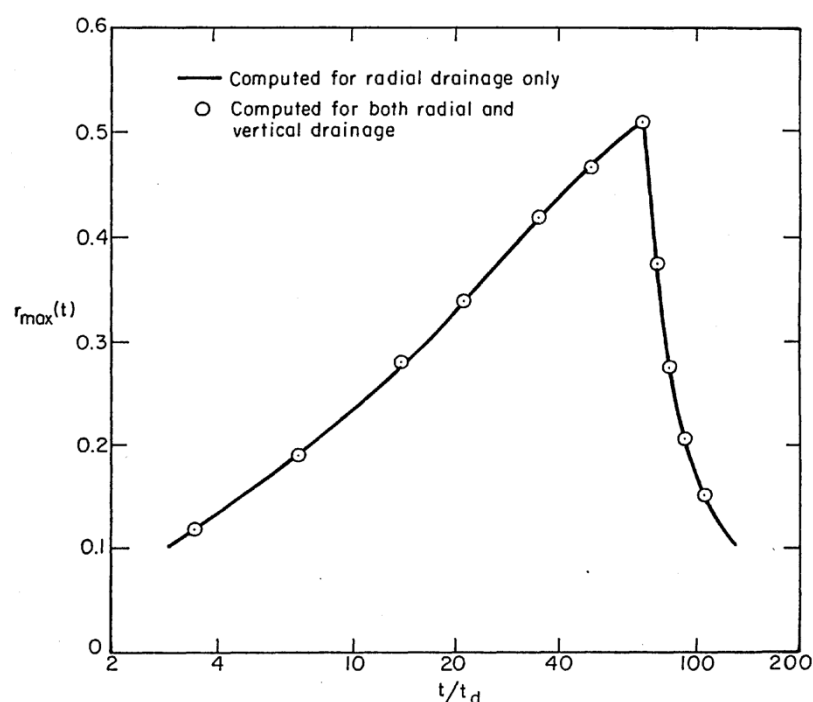


Figura 69 — Efeito da drenagem vertical e radial para valores de ru (Seed e Booker, 1976)

Seed e Booker consideravam que o dreno tinha permeabilidade infinita. No entanto, Onoue (1988) discordava dessa hipótese e realizou experimentos para comprovar que os drenos verticais têm permeabilidade finita. O autor utilizou um modelo como esquematizado na Fig. 70, onde utilizou um tubo de aço de 1200 mm de diâmetro, que representa o diâmetro efetivo do dreno, com um dreno de diâmetro variável entre 300 e 500 mm, com e sem filtro para impedir entupimento do mesmo.

O resultado dos ensaios mostra que os valores obtidos por Seed e Booker são da faixa, de no máximo, um décimo dos valores encontrados por ele. Com isso, o autor sugeriu que a resistência do dreno ao fluxo vertical (*well resistance*) não devesse ser desconsiderada, mesmo quando o coeficiente de permeabilidade do

dreno, k_{dr} , for 400 vezes maior do que o coeficiente de permeabilidade horizontal do solo.

Outro ponto interessante observado no resultado dos ensaios desenvolvidos por Onoue (op.cit.) foi relacionado ao coeficiente de permeabilidade do dreno, k_{dr} , após o tremor. Houve uma redução de 40% no valor de k_{dr} mesmo com a utilização de filtro para impedir o entupimento do dreno, e quando este não fora usado, a redução pós tremor chegou à 60%.

De forma a inserir a resistência do dreno, L_w , agora dada como de suma importância, Onoue (op.cit.) desenvolveu equações axissimétricas baseadas na condição de contorno mostrada na Figura 70. O coeficiente de permeabilidade vertical, k_v , quanto o horizontal, k_h , são considerados iguais à k_s quando o fluxo horizontal tende ao dreno e o vertical para a superfície. Já quando o fluxo vertical é ignorado, o valor de k_v é igual à zero.

Quando ocorre a drenagem vertical, o valor de ru varia com um termo chamado de índice de esbeltez, l . O índice é a razão entre a altura do dreno, H , e seu diâmetro, d_w . Onoue considera que d_w varia entre 0,4 e 0,5 m e H entre 5 e 15 m, logo l , seria entre 10 e 37,5. O fator tempo, T_{bd} , definido anteriormente pela Eq. 5.19, é modificado para as Eq. 5.21 para fluxo vertical, e Eq. 5.22 para fluxo horizontal.

$$T_{dv} = \frac{k_s}{\gamma_w m_v} \frac{t_d}{H^2} \quad (5.21)$$

$$T_d = \frac{4k_s}{\gamma_w m_v} \frac{t_d}{d_w^2} \quad (5.22)$$

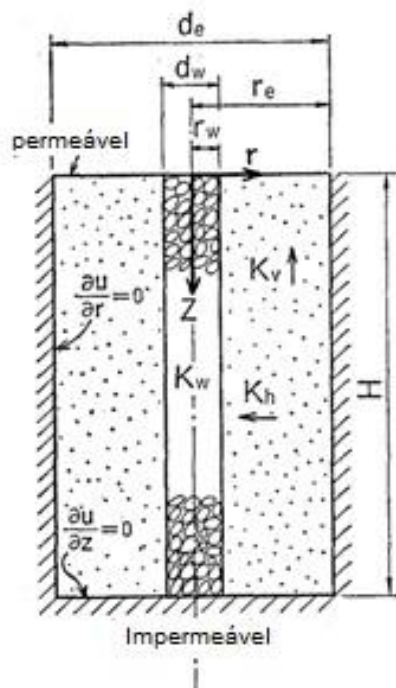


Figura 70 — Condições de contorno impostas por Onoue (1988, adaptado)

Para valores de N_{eq} / N_l igual à 1, quanto maior o valor de t_d , maior a diferença entre os resultados analíticos em análises que consideram e não consideram a drenagem vertical. No entanto, o pesquisador percebeu que para valores de $N_{eq} / N_l \geq 2$, não há diferença entre o valor de ru encontrado para ambas análises.

A relação entre a/b , denominada por Onoue como r_s , e L_w , determinado pela Eq. 5.22, é mostrada na Figura 71 para $N_{eq} / N_l = 1$ para o caso de drenagem puramente radial (71a) e drenagem radial e vertical (71b). Para $N_{eq} / N_l = 2, 3$ e 4, a relação é mostrada pela Figura 72, respectivamente, para ambos os tipos de drenagem, visto que os resultados não apresentam diferença.

$$L_w = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_s}{k_w} \left(\frac{H}{d_w} \right)^2 \quad (5.22)$$

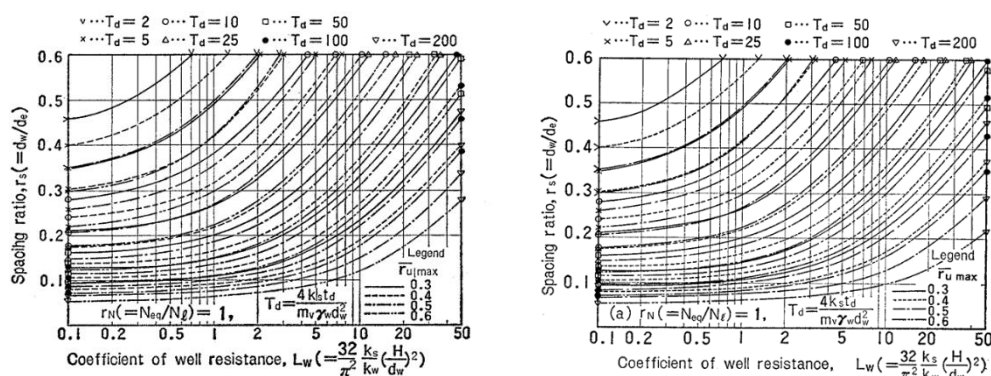


Figura 71 — Relação entre r_s e L_w em função de T_d para $N_{eq}/N_l = 1$ (Onoue, 1988)

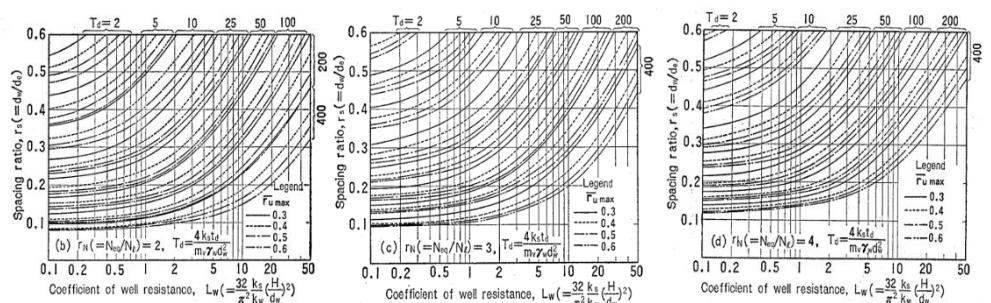


Figura 72 — Relação entre r_s e L_w em função de T_d para $N_{eq}/N_l = 2, 3$ e 4 (Onoue, 1988)

Murali Krishna e Madhav (2008) incorporaram os efeitos de adensamento do solo, estudando anteriormente por Murali Krishna *et al.* (2006), e dilatação dos drenos granulares, estudado por Madhav e Alecar (2000) para geração de propressão. As equações do método foram constituídas com base em estacas de solo granular compactado (*rammed granular piles*).

O efeito de adensamento e reforço do solo causa modificações nas suas propriedades, como módulo de deformação e coeficiente de permeabilidade, sendo estas modificações não uniformes ao redor do dreno. Conforme Ohbayashi *et al.* (1999), o efeito do adensamento é dependente da porcentagem de finos e é negligenciado a partir de 2 m do centro do dreno. Dada a Figura 73, Murali Krishna

et al. (2006) desenvolveram expressões para o k e m_{v3} do solo dependentes do efeito de adensamento, podendo a variação ser linear ou exponencial.

$$k_h(r) = \left(\frac{k_{hb} - k_{ha}}{b - a} \right) (r - a) + k_{ha} \quad (5.23a)$$

$$k_h(r) = k_{ha} \exp \left(\frac{(r-a)}{(b-a)} \ln \left(\frac{k_{hb}}{k_{ha}} \right) \right) \quad (5.23b)$$

$$m_{v3}(r) = \left(\frac{m_{vb} - m_{va}}{b - a} \right) (r - a) + m_{va} \quad (5.24a)$$

$$m_{v3}(r) = m_{va} \exp \left(\frac{(r-a)}{(b-a)} \ln \left(\frac{m_{vb}}{m_{va}} \right) \right) \quad (5.24b)$$

, onde

r = distância do centro do dreno;

O efeito de dilatância é explicado como a tendência de solos granulares densos expandirem para grandes deformações. Com essa expansão, a poropressão diminui, podendo se tornar até negativa, e consequentemente, há o aumento da tensão efetiva do solo e sua resistência. O efeito da dilatância em drenos granulares fora investigado por Poorooshasb e Madhav (1985) e Van Inpe e Madhav (1992). Os autores chegaram à conclusão que a tendência à dilatação da estaca é impedida pelas tensões confinantes do solo. Com isso, tanto a estaca, quanto o solo enrijecem com o aumento de tensões aplicadas.

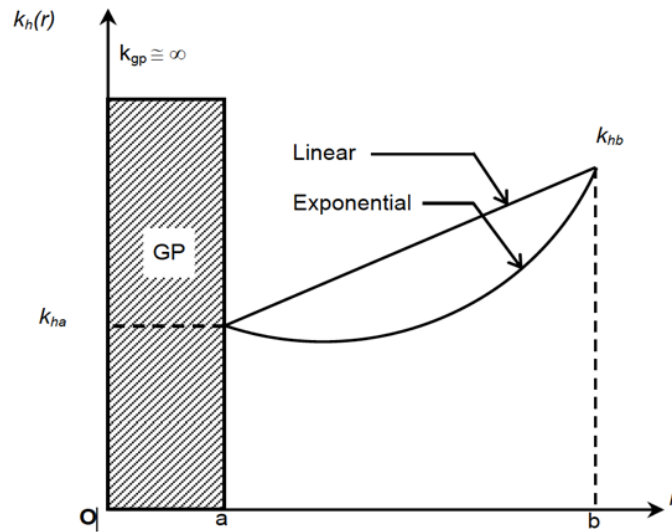


Figura 73 — Variação do coeficiente k com distância r do centro da estaca (Murali Krishna *et al.*, 2006)

Dada as mesmas equações propostas por Seed e Booker (1976) para geração de poropressão e drenagem puramente radial, Murali Krishna e Madhav (2008) modificaram as equações para incluir o efeito do adensamento na dissipação da poropressão. As propriedades do solo, k e m_{v3} , antes consideradas constantes, são dependentes do valor de r como mostrado nas Eq. 5.23 e 5.24.

Para drenagem puramente radial, a Eq. 5.5 se torna a Eq. 5.25, e a modificação proposta por Murali Krishna e Madhav (2008) transforma-a na Eq. 5.26.

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (5.25)$$

$$\frac{k(r)}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + k(r) \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{\partial k(r)}{\partial r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{s}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (5.26)$$

Através de relações tensão–deformação para solos completamente saturados (S=1),

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \right) \quad (5.27)$$

Reescrevendo a Eq. 5.26, dada as condições da Eq. 5.27, obtém-se

$$\frac{k_h(r)}{\gamma_w m_v(r)} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{1}{\gamma_w m_v(r)} \frac{\partial k(r)}{\partial r} \frac{\partial u}{\partial r} = \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \right) \quad (5.28)$$

Dada que a taxa de variação das tensões totais é a mesma da geração de poropressão pelo carregamento cíclico como mostrado na Eq. 5.9, Eq. 5.28 é reescrita como

$$\frac{k_h(r)}{\gamma_w m_v(r)} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{1}{\gamma_w m_v(r)} \frac{\partial k(r)}{\partial r} \frac{\partial u}{\partial r} = \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right) \quad (5.29)$$

Murali Krishna e Madhav (2008) afirmam que a Eq. 5.29 é uma forma mais generalizada que considera não-homogeneidade. Utilizando uma forma adimensional, ao inserir termos como $W (u/\sigma'_o)$, o mesmo ru , de Seed e Booker (1976) e $W_g (u_g/\sigma'_o)$,

$$\frac{k_h(r)}{\gamma_w m_v(r)} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial W}{\partial r} \frac{\partial^2 W}{\partial r^2} \right) + \frac{1}{\gamma_w m_v(r)} \frac{\partial k(r)}{\partial r} \frac{\partial W}{\partial r} = \left(\frac{\partial W}{\partial t} - \frac{\partial W_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right) \quad (5.30)$$

Outros termos adimensionais são inseridos pelos pesquisadores: i) $R = (r/b)$; ii) $R_{k(r)} = (k_{h(r)} / k_{h(i)})$; iii) $R_{mv(r)} = (m_{v(r)} / m_{v(i)})$ e, iv) $T = (t/t_d)$, com $k_{h(i)}$ e $m_{v(i)}$, coeficiente de permeabilidade e compressibilidade do solo intacto. Com isso, a Eq. 5.30 assume a sua forma final, dada pela Eq. 5.31.

$$T_{bd} \frac{R_{k(R)}}{R_{mv(R)}} \left(\frac{1}{R} \frac{\partial W}{\partial R} \frac{\partial^2 W}{\partial R^2} \right) + \frac{T_{bd}}{R_{mv(R)}} \frac{\partial R_{k(R)}}{\partial R} \frac{\partial W}{\partial R} = \left(\frac{\partial W}{\partial T} - \frac{\partial W_g}{\partial N} N_{eq} \right) \quad (5.31)$$

, onde

$$T_{bd} = \left(\frac{k_{hi}}{\gamma_w} \frac{t_d}{m_{vi}} \right) \frac{1}{b^2} \quad (5.31a)$$

$$\frac{\partial W_g}{\partial N} = \frac{1}{\alpha * \pi * N_l} \frac{\tan\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)}{\sin^{2\alpha}\left(\frac{\pi}{2} r_u\right)} \quad (5.31b)$$

O efeito de dilatação é inserido na condição de contorno para solução do problema como um termo d_c , sendo este dependente do grau de dilatância do solo granular e o grau de adensamento atingido durante a instalação da estaca.

Bouckovalas e Papadimitriou (2009) atualizaram as equações propostas por Seed e Booker (1976) para efeitos na estrutura do solo. A Eq. 5.10 se transforma na Eq. 6.32 com a adição de dois termos, F_1 e F_2 .

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_{o}}{\alpha * \pi * N_l} F_1 F_2 \quad (5.32)$$

, onde

$$F_1 = \frac{1}{\left(\frac{N}{N_l}\right)^{1-\frac{1}{2\alpha}}} \quad (5.32a)$$

$$F_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\left(\frac{N}{N_l}\right)^{\frac{1}{\alpha}}}} \quad (5.32b)$$

As Eq.5.32a e 5.32b são plotadas na Figura 74a separadamente. Das curvas, nota-se: F_1 decresce rapidamente para valores de $N/N_l < 0,3$, mantendo uma taxa de diminuição constante depois disto; F_2 , mantém um aumento constante para valores de $0 \leq N/N_l \leq 0,6$, e para $N_l > 0,6$, o aumento se dá rapidamente. Juntando as duas curvas, obtém-se a Figura 74b, da Eq. 5.23. Compreende-se que a resposta para as primeiras etapas de carregamento é controlada por F_1 , enquanto para as últimas etapas, F_2 controla.

Nas primeiras etapas de carregamento, a areia apresenta um comportamento onde a cada carregamento cíclico subsequente induz um menor excesso de poropressão gerado, também chamado de efeito “*shake-down*”, como mostrado na Figura 75. O mecanismo por trás desse comportamento é a evolução gradual da estrutura da areia tendendo a um estado mais estável, continuando pelo tempo t e número de ciclos, N , desde que as tensões cíclicas não cruzem a linha de transformação de fase (*phase transformation line*) (Bouckovalas e Papadimitriou, 2009). Com isso, a Eq. 5.32a é modificada considerando que $N = t/T$, sendo T , o período predominante do tremor, que é o período correspondente ao valor máximo da amplitude espectral (Kramer, 1996).

$$F_1 = \frac{1}{\left(\frac{t}{TN_l}\right)^{1-\frac{1}{2\alpha}}} \quad (5.32c)$$

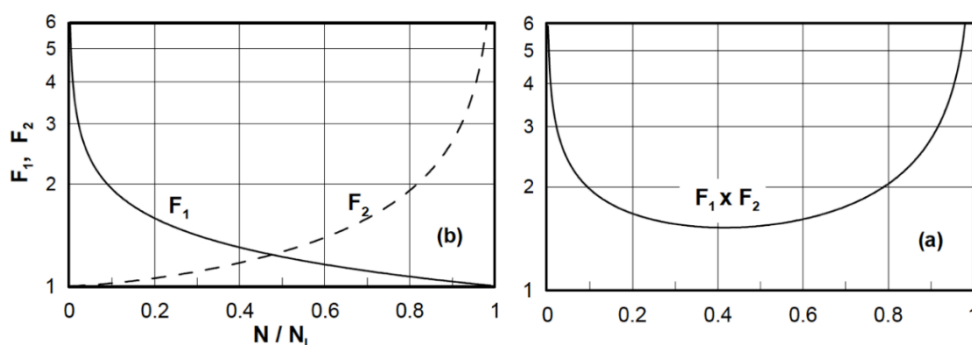


Figura 74 — Valores dos efeitos de F_1 e F_2 separadamente (a) e na Eq. 6.23 (b) (Bouckovalas e Papadimitriou, 2009)

Para o fator F_2 , o comportamento “*shake-down*” não é adequado, pois o aumento de poropressão é maior a cada ciclo, como mostrado na Figura 75b. Segundo Bouckovalas e Papadimitrou (2009), isso se dá pois com a diminuição contínua das

tensões confinantes, há um aumento das deformações cisalhantes cíclicas, que é sabido serem um dos mecanismos diretos de geração de poropressão. Com isso, a formulação de F_2 continua a mesma utilizada por Seed e Booker (1976), levando a equação de geração de poropressão atualizada dada na Eq. 5.33.

$$F_2 = \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi ru}{2}\right)} \quad (5.32d)$$

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_{v0}}{\alpha * \pi * N_l} \frac{1}{\left(\frac{t}{TN_l}\right)^{1-\frac{1}{2\alpha}} \cos\left(\frac{\pi ru}{2}\right)} \quad (5.33)$$

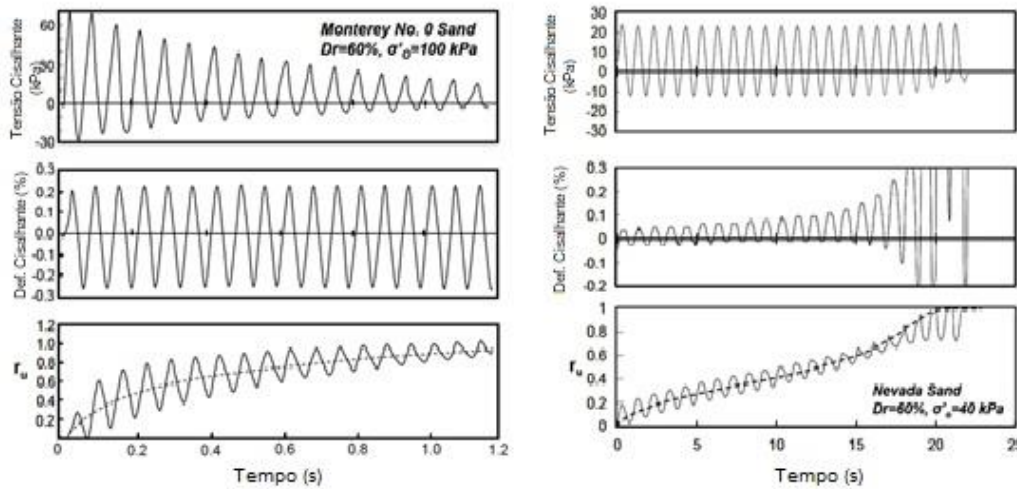


Figura 75 — Resultados de ensaios triaxiais com: a) deformação cisalhante constante (Ostadan et al., 1996) e, b) tensão cíclica constante (adaptado de The Earth Technology Corp., 1992)

Supondo condição de drenagem puramente radial, os autores comparam os valores obtidos da Eq. 5.33 com os valores originais obtidos por Seed e Booker (1976), sendo as comparações mostradas na Fig. 76.

Na Figura 76a, observa-se que para a mitigação eficaz de liquefação, ou seja, $ru < 1$, os valores revisados mostram um pico, e depois decrescem suavemente, diferentemente dos valores de Seed e Booker que crescem assintoticamente. A área hachurada mostra a diferença entre os dois métodos. Já a Figura 76b relaciona o número de ciclos com ru e a razão a/b . A Figura 76c mostra a eficácia da equação atualizada em termo do índice de área de reposição, a_s . Assumindo o arranjo triangular, como mostrado na Fig. 59, $a_s \cong 0,91(a/b)^2$ e $ru_{máx} = 0,40$, constata-se que os valores de a_s , tanto por Seed e Booker (1976) quanto por Bouckovalas e Papadimitrou (2009) se mostram fortemente dependentes de T_{ad} e N_{eq} / N_l .

A intensidade do tremor não afeta os valores do excesso de poropressão para $N_{eq} / N_l > 2$. Então, para aplicações práticas, para $ru_{máx} < 0,50$, utiliza-se apenas dois gráficos como os da Figura 76b: um para $N_{eq} / N_l = 1$ e $N_{eq} / N_l \geq 2$. Para a utilização desses gráficos, mostrados na Fig. 86, o fator tempo T_{ad} é modificado segundo a Eq. 5.25, onde C é um fator dependente da razão de N_{eq} / N_l , ou seja, $C=1$ para $N_{eq} / N_l = 1$, $C=2$ para $N_{eq} / N_l = 2$, etc.

$$T_{ad} = C \frac{k_h}{\gamma_w m_{v3}} \frac{t_d}{a^2} \quad (5.34)$$

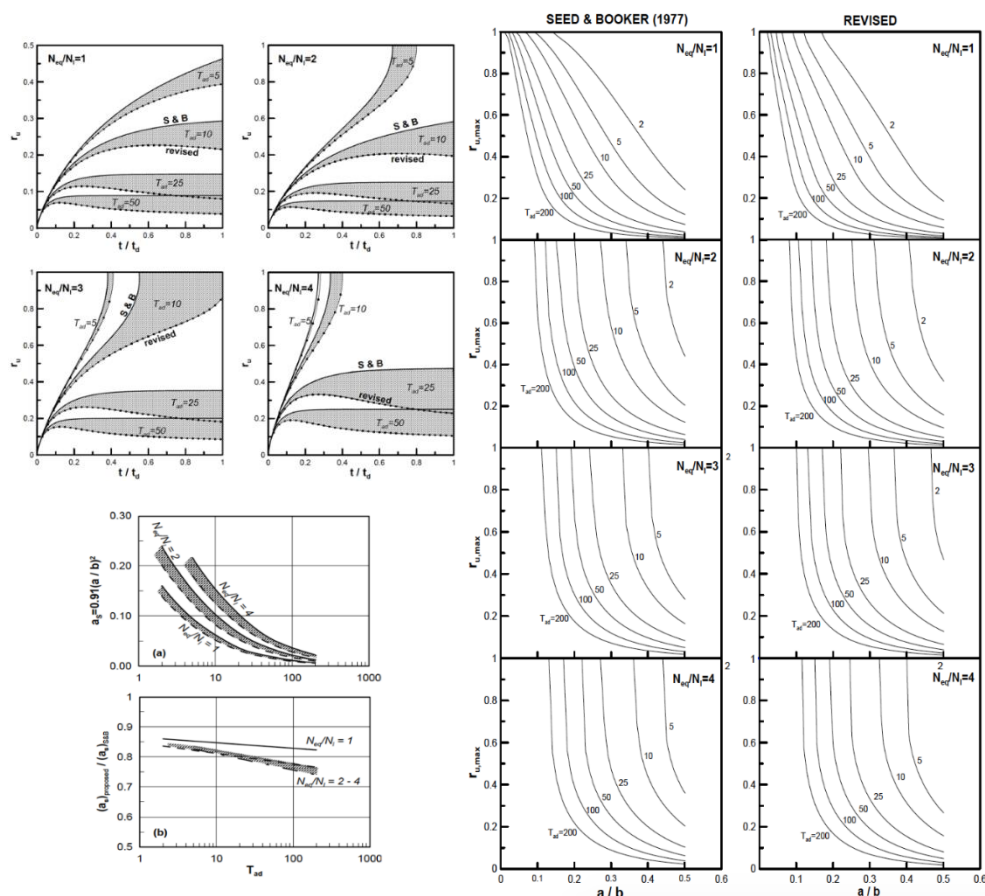


Figura 76 — Comparações de resultados obtidos por Seed e Booker (1976) com resultados de Bouckovalas e Papadimitrou (2009) (Bouckovalas e Papadimitrou, 2009)

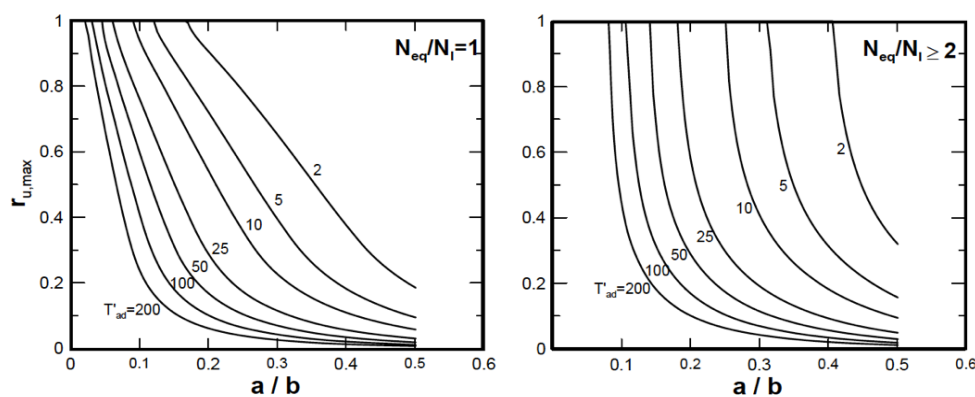


Figura 77 — Valores de ru_{\max} em função de a/b e N_{eq}/N_I (Bouckovalas e Papadimitrou, 2009)

Murali Krishna e Madhav (2018) compararam os resultados obtidos pelas equações propostas por Seed e Booker (1976), Bouckovalas e Papadmitriou (2009) e Murali Krishna e Madhav (2006) para dissipação de poropressão, mostrado na Figura 78.

Pelos valores, é possível observar que o efeito do adensamento da estaca granular (Murali Krishna e Madhav, 2006) fez com que houvesse um aumento de 30% dos valores de ru_{\max} e o efeito da estrutura do solo (Bouckovalas e Papadmitriou, 2009) diminuiu em 32% usando os valores obtidos seguindo a equação de Seed e Booker (1976). A junção dos dois efeitos, por sua vez, garante

uma redução de 17%, sendo assim, recomendado a combinação de vários efeitos e mecanismos nas análises e projetos de estacas granulares (Murali Krishna e Madhav, 2018).

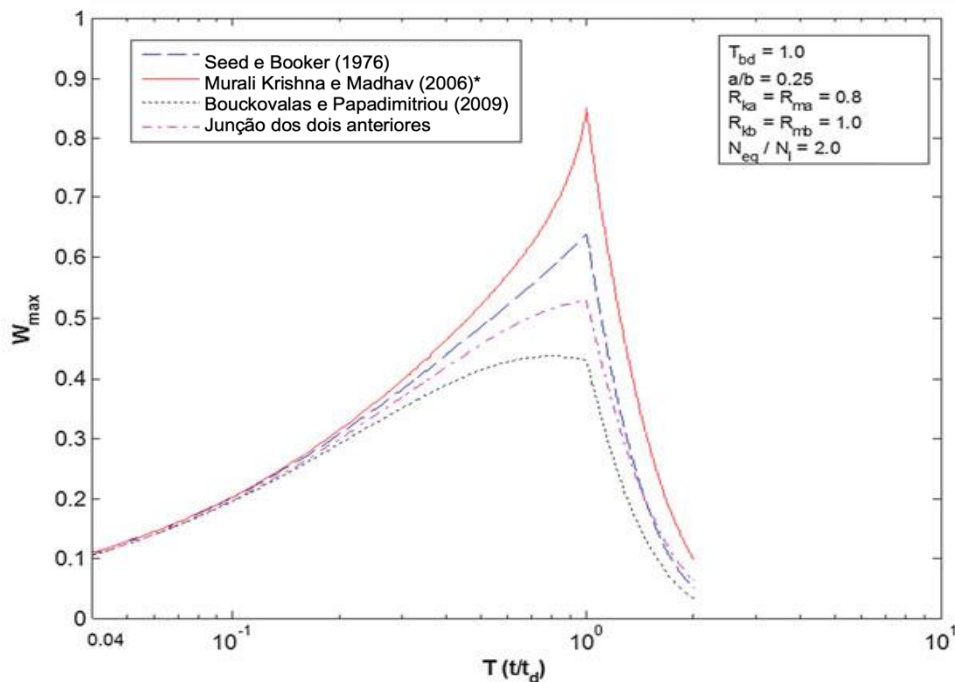


Figura 78 — Comparação dos métodos de dissipação (adaptado de Murali Krishna e Madhav, 2018)

5.3. Análise de Dissipação em *Prefabricated Vertical Drains* (PVD)

Uma das alternativas à drenos feitos de solos granulares são os drenos geocompósitos pré fabricados para mitigação de liquefação. Os PVD tem um diâmetro variável entre 75 e 150 mm. Os PVD são instalados através de mandris vibratórios, como mostrado na Figura 79a. As barbatanas servem para transferir a vibração para o solo causando então, o adensamento do solo ao redor do dreno. Como nos casos de colunas granulares, utiliza-se tecido como filtro para impedir entupimento devido ao movimento dos finos, sendo um exemplo mostrado na Figura 79b.

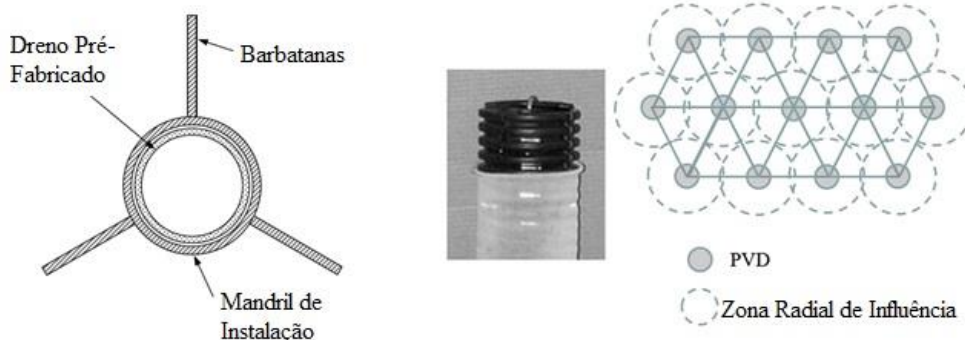


Figura 79 — PVD: a) instalação (adaptado de Pestana et al., 1997); b) esquema de instalação e PVD com filtro (adaptado de Howell et al., 2012)

Segundo Meservy (2017), os drenos são instalados seguindo um modelo triangular, como mostrado na Figura 79b, garantindo um menor caminho de drenagem. Esse método de instalação cria colunas cilíndricas de solo com drenos ao centro, cujo diâmetro, d_e é dado pela Eq. 5.34. O espaçamento, s , utilizado geralmente, entre drenos é de 1-2 m, dependente da permeabilidade do solo. Embora sejam parecidos com os drenos verticais fibroquímicos (*wick drains*), a capacidade de fluxo dos PVD é bem maior ($2,8 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ para *wick drains* e $0,093 \text{ m}^3/\text{s}$ para PVD), sendo dez vezes maior a capacidade de fluxo de um dreno granular de 1 m de diâmetro.

$$d_e = 1,053 * s \quad (5.34)$$

Pestana (1997) desenvolveu um programa de elementos finitos chamado de FEQDrain para calcular a geração e dissipação de poropressão no solo, com e sem a utilização de PVD. Além disso, o programa ainda calcula o recalque do depósito de solo resultante da dissipação. O código considera uma configuração como a mostrada na Figura 80, com as camadas de solo, uma camada do reservatório e um dreno totalmente penetrante.

Com o aumento da poropressão devido o carregamento cíclico, há o aumento do nível d'água, e conseqüentemente, o aumento do excesso de poropressão estática no dreno. O reservatório acima do lençol freático original fornece uma capacidade de armazenamento maior, diminuindo o aumento do nível d'água e a contrapressão no dreno.

Na superfície, duas opções de condição de contorno são avaliadas: i) drenagem total, ou seja, excesso de poropressão na superfície é igual à zero em todo o tempo e, ii) drenagem impedida, indicando que o excesso de poropressão na superfície aumente até o valor da sobrecarga de superfície, Δq_s . Para valores acima deste, se torna uma condição de drenagem livre, no entanto, caso volte a ser menor que Δq_s , a drenagem passa à ser nula.

Quanto aos drenos, quatro casos são estudados: i) sem tratamento do solo: drenagem puramente vertical (Seed *et al.*, 1975) e ocorrendo somente na superfície; ii) “drenos perfeitos”: desconsiderando resistência proposta por Onoue (1988); iii) drenos granulares: performance com materiais com k constante, podendo ser até anisotrópico e, iv) PVD: drenos geocompósitos pré-fabricados, envoltos ou não de filtro, com uma capacidade de dissipação não linear dependente do gradiente hidráulico.

A perda de carga quando a água penetra o dreno é dada por

$$\Delta h = \frac{v_r}{\psi} + \frac{c_{orf}}{a_{orf}^2} \frac{v_r^2}{2g} \quad (5.35)$$

, onde

v_{orf} = velocidade de dissipação radial em $r = r_w$;

c_{orf} = coeficiente descrevendo a perda de carga na entrada em termos da carga de energia cinética;

a_{orf} = razão da área do orifício e área da superfície lateral dos drenos instalados;

ψ = permissividade do geotêxtil (filtro);

g = coeficiente gravitacional.

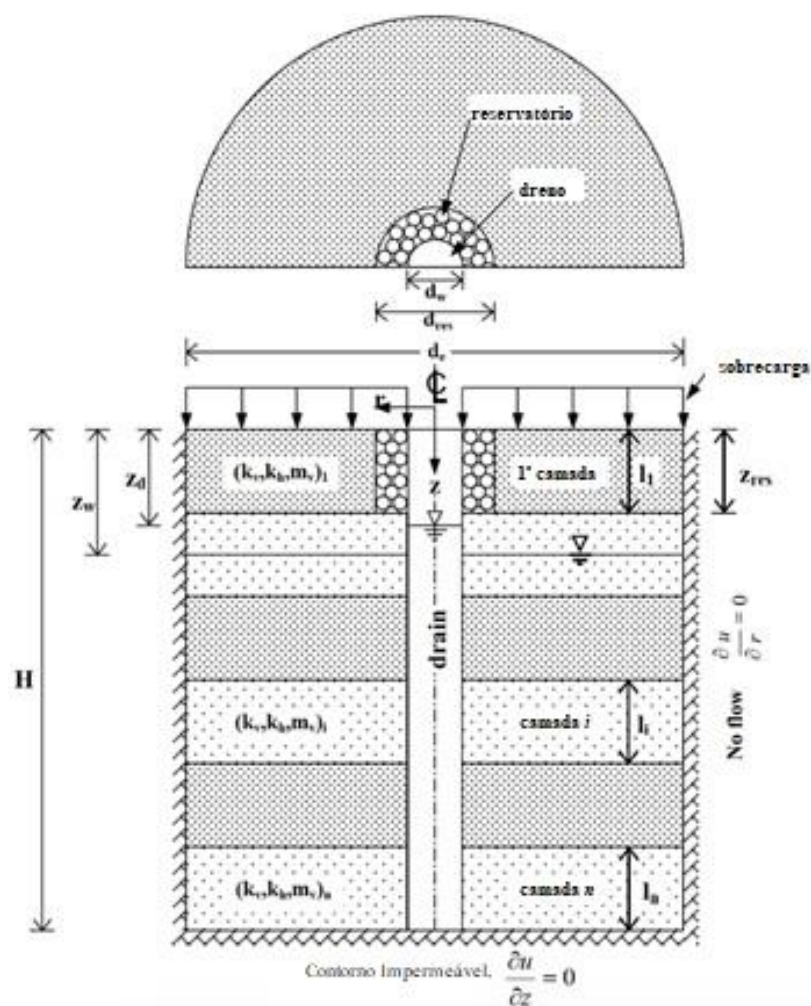


Figura 80 — Condições de contorno para análise de drenos verticais (adaptado de Pestana, 1997)

O gradiente hidráulico na direção vertical dentro do dreno segue a equação modificada de Manning. Assim, para profundidade z e tempo t , o gradiente hidráulico para casos em que o nível d'água está abaixo do reservatório, $z < z_{res}$, é

$$\left. \frac{\partial h}{\partial z} \right|_{z,t} = c_1 (Q_d(z,t))^{c_2} \quad (5.36a)$$

, onde

$Q_d(z,t)$ = vazão vertical dentro do dreno na profundidade z e tempo t ;

c_1, c_2 = coeficientes relacionados com a capacidade de dissipação do dreno, dado pelos fabricantes.

Caso, $z > z_{res}$,

$$\left. \frac{\partial h}{\partial z} \right|_{z,t} = c_3 (Q_d(z,t))^{c_4} \quad (5.36b)$$

, onde

c_3, c_4 = coeficientes relacionados com a capacidade de dissipação do dreno, dado pelos fabricantes.

O volume de água dissipado através do dreno durante um tempo dt é dado pela Eq. 5.37 e é utilizado para atualizar a localização do nível d'água dentro do dreno ou reservatório. No entanto, uma grande incerteza é sobre o grau de saturação do solo acima do nível d'água. Areias médias à finas podem estar totalmente saturadas até um metro acima do NA, como mostrado por Lambe e Whitman (1969). Já, areias grossas, não, devido seus baixos valores de saturação. Pestana (1997) utiliza a formulação considerando saturação total do solo, ou seja, tanto o solo abaixo quanto acima do NA, estão totalmente saturados, o que corresponde com a hipótese usada para projetos de que o NA está na superfície.

$$\Delta V = \int_t^{t+\Delta t} Q_d(z_d, t) dt \quad (5.37)$$

O código subdivide o dreno em dois elementos: um interno, representando o fluxo no geocompósito e um externo, representando o fluxo entre o filtro e a extremidade do dreno. Como mostrado na Figura 81, a direção do fluxo no elemento externo é puramente radial, enquanto no interno, puramente vertical. O fluxo no elemento externo é dado pela Eq. 5.38.



Figura 81 — Elemento interno e externo do dreno e seu fluxo (adaptado de Pestana, 1997)

$$dQ_r = k_{heq}(t) * A_{surf} * \frac{\Delta h}{r_w \ln(r_w/r_o)} \quad (5.38)$$

, onde

k_{heq} = coeficiente de permeabilidade horizontal equivalente do elemento exterior no tempo t ;

A_{surf} = área da superfície do elemento axissimétrico de altura dl dada pela Eq. 5.38a;

Δh = perda de carga no elemento exterior resultante da perda de energia devido à entrada no orifício e infiltração através do filtro, dada pela Eq. 5.38b.

$$A_{surf} = 2\pi r_w dl \quad (5.38a)$$

$$\Delta h = \frac{dQ_r}{A_{surf} * \psi} + \frac{c_{orf}}{a^2_{orf}} \frac{dQ_r^2}{2g * A_{surf}^2} \quad (5.38b)$$

A equação pode ser aproximada em termos da média do excesso de poropressão, $\Delta \bar{u}$,

$$\frac{dQ_r}{A_{surf}} = \frac{2*\psi*\frac{\Delta\bar{u}}{\gamma_w}}{1 + \sqrt{1 + \frac{2*c_{orf}}{g*a^2_{orf}}*\psi^2*\frac{\Delta\bar{u}}{\gamma_w}}} \quad (5.39)$$

Caso o elemento não possua filtro, ou seja, $\psi=\infty$, a Eq. 5.39 se torna

$$\frac{dQ_r}{A_{surf}} = \sqrt{\frac{2g*a^2_{orf}}{c_{orf}} \frac{\Delta\bar{u}}{\gamma_w}} \quad (5.39a)$$

Da Eq. 5.38, o coeficiente de permeabilidade vertical equivalente, k_{heq} , no tempo $t \rightarrow t + \Delta t$, pode ser obtido por

$$k_{heq}(t) = \frac{Q_r}{A_{surf}} \frac{r_w \ln(r_w/r_o)}{\left(\frac{\Delta\bar{u}}{\gamma_w}\right)} \quad (5.40)$$

Substituindo a Eq. 5.39 na Eq. 5.40, obtém-se

$$k_{heq}(t) = \frac{2*\psi*r_w \ln(r_w/r_o)}{1 + \sqrt{1 + \frac{2*c_{orf}}{g*a^2_{orf}}*\psi^2*\frac{\Delta\bar{u}}{\gamma_w}}} \quad (5.40a)$$

Para o elemento interior, o fluxo é dado por

$$Q_d(t) = k_{veq}(t) * \pi * r_o^2 \frac{dh}{dz} \quad (5.41)$$

, onde

$$\frac{dh}{dz} = c_1 * Q_d^{c_2} \quad (5.41a)$$

$$k_{veq}(t) = \frac{Q_d^{(1-c_2)}}{c_1(\pi*r_o^2)} \quad (5.41b)$$

sendo $\overline{Q_d}$, o fluxo vertical médio para o elemento interior do tempo t para $t + \Delta t$.

Um processo iterativo é necessário para resolver a Eq. 5.41b e 5.40a, obtendo-se convergência entre 2 e 3 iterações. Através da solução desse problema, percebe-se que k_{veq} é bem maior que do solo circundante, o que pode tender à valores errôneos. Com isso, o código do FEQDrain (Pestana, 1997) calcula o excesso de poropressão analiticamente pelas Eq.5.36a e Eq. 5.36b, as aplicando como uma condição de contorno transiente no elemento interior.

No entanto, o uso de drenos verticais não é adequado para determinadas situações, como por exemplo, abaixo de estruturas. O trabalho de drenagem é executado ao redor da estrutura à fim de protegê-la, deixando o solo abaixo sem melhoramento. Allocuhe *et al.* (2000) sugere que uma solução para esta situação é a instalação de drenos sub-horizontais feitos de tubos microperfurados diretamente abaixo das estruturas.

Fasano *et al.* (2019) afirma que a utilização de drenos horizontais é promissora e não apresenta problemas de instalação, desde que estejam em baixas profundidades (até 10 m) e possuam diâmetros de até 30 cm. Como feito para drenos verticais, os drenos horizontais são empregados em um padrão quadrangular, sendo postos em várias camadas.

Devido à localização dos drenos, o adensamento radial ocorre no plano vertical (antes, horizontal) e pode ser influenciado pela presença de uma superfície de drenagem livre horizontal ou até mesmo uma camada distante. A hipótese de Bouckovalas *et al.* (2009) de um número infinito de drenos para drenagem vertical é irreal para drenos horizontais, pois, no máximo, duas ou três camadas de drenos horizontais são instaladas *in situ* (Fasano *et al.*, 2009).

A utilização de drenos horizontais não possuía evidência experimental da sua eficácia, com também métodos de projeto, até o artigo de Fasano *et al.* (2009), onde resultados obtidos numericamente foram validados através de ensaios em centrífuga assim, desenvolvendo um método de projeto.

Um ano após o desenvolvimento e lançamento do FEQDrain, a Sociedade Geotécnica Japonesa (JGS) publicou certas recomendações para o uso de drenos pré-fabricados (PVD) e gráficos de utilização quanto a espaçamento entre drenos. As recomendações incluem a utilização da resistência do dreno, L_w , mesmo não sendo necessário, já que o coeficiente de permeabilidade de PVD's são maiores que os drenos de brita em, mais ou menos, 100 vezes.

Os gráficos foram determinados baseados em um fator tempo, T_{d1} , adimensional que utiliza o fator tempo, T_d , aqui chamado por T_{d0} , determinado por Onoue (1988) dado pela Eq. 5.22 e a resistência do dreno, L_w , dada pela Eq. 5.23. O fator tempo, T_{d1} , pode ser encontrado através da Eq. 5.42, onde m , $F(n)$ e n são um fator de correção, parâmetro adimensional e índice adimensional relacionado à eficácia do dreno, respectivamente. O valor de m pode ser encontrado tanto pela Eq. 5.42b quanto pelo gráfico da Fig. 82.

$$T_{d1} = mT_{d0} \quad (5.42a)$$

$$m = \frac{F(n)+0,8L_w}{F(n)} \quad (5.42b)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (5.42c)$$

$$n = \frac{D_e}{D_w} = \frac{2b}{2a} \quad (5.42d)$$

Com as equações acima, fora possível a montagem do gráfico como anteriormente desenvolvido por Seed e Booker (1976) relacionando a razão de poropressão, r_u , com outros parâmetros sendo o resultado mostrado na Figura 82. A JCS recomenda que o espaçamento dos drenos seja tal que o valor de r_u máximo seja igual à 0,3. A recomendação vem dos gráficos obtidos quando há um aumento considerável na inclinação das curvas quando r_u é maior que 0,3, ou seja, para qualquer pequena mudança nas dimensões do dreno, seja em a ou b , há uma grande variação do r_u .

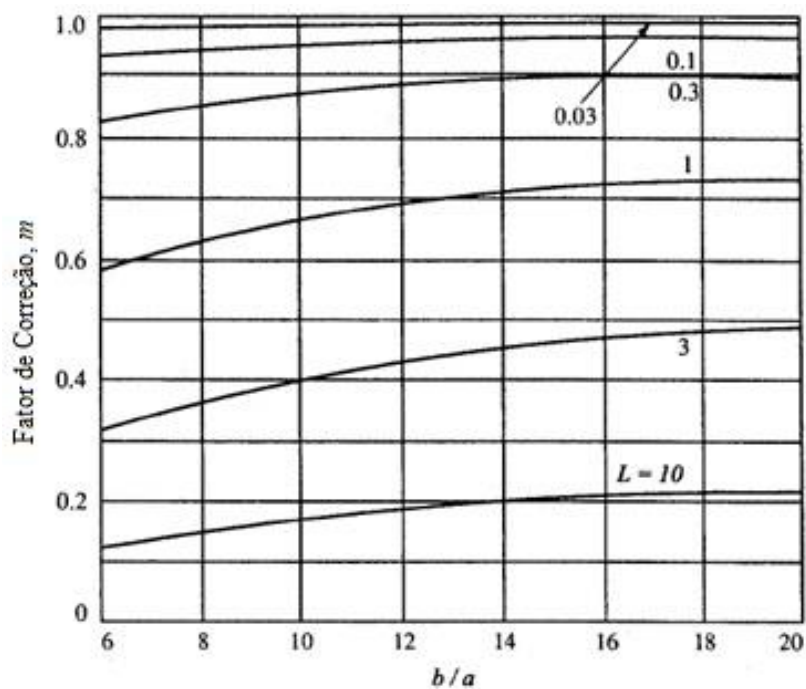


Figura 82 — Fator de Correção m à partir da relação b/a e o fator tempo $Td1$ (no gráfico, L)
(Japanese Geotechnical Society, 1998)

6. Modelagem Numérica

Como dito anteriormente, até o exato momento, a eficácia dos PVD's não foi provada, pois em nenhum local que foram instalados houve um carregamento cíclico tamanho que causasse a possibilidade de liquefação. O que auxilia os engenheiros geotécnicos e projetistas é a utilização de softwares que conseguem prever esse tipo de comportamento, como por exemplo, o FEQDrain (Pestana, 1997), citado no capítulo anterior, PLAXIS 2D (Bentley Systems, 1987), GeoSlope (Seequent Limited, 1977), dentre outros.

Os modelos utilizados nesses softwares são baseados na teoria dos Elementos Finitos (Finite Element Method) e tentam simular o comportamento de solos na vida real, no entanto, devido a certas particularidades, essa simulação não é completamente acurada, podendo haver uma certa quantidade de erros. Por isso, este método deve ser usado como um estudo preliminar, sendo necessário então, uma bateria de ensaios para uma posição mais confiável sobre o comportamento desse solo sob diferentes carregamentos.

6.1. Método dos Elementos Finitos

O método dos elementos finitos ou *finite element method* (FEM) é um método utilizado para desenvolver equações diferenciais provenientes de certa modelagem numérica tendo uma gama de áreas em que pode ser usado como análise estrutural, transferência de calor, transporte de massa e de fluido, engenharia geotécnica, etc.

Segundo Potts e Zdravkovic (1999), ao projetar certa estrutura geotécnica, a estabilidade deve ser considerada. Primeiramente, a estrutura e o sistema de apoio deve estar estável como um inteiro, sem possibilidade de ruptura devido a ações rotacionais, verticais ou transacionais. E, por último, estabilidade como um todo deve ser observada, por exemplo, carregamentos seguros para evitar ruptura por cisalhamento.

Dentre as obras da Engenharia Geotécnica, cita-se como exemplos frequentemente usados para análise numérica: estabilidade de taludes, construção de barragens, provas de carga de fundações rasas e profundas, muros de arrimo e estabilidade de solo reforçado.

Antes de iniciar o processo de modelagem em elementos finitos, certas informações são necessárias. Primeiramente, a geometria do problema e as solicitações de carregamento devem ser investigadas. Além desses pontos, certa investigação geotécnica deve ser executada para obter-se a estratigrafia do solo, como também suas propriedades, sendo possível, encontrar parâmetros de resistência. Potts e Zdravkovic (1999) consideram que uma solução teórica de FEM deve satisfazer quatro pontos: equilíbrio, compatibilidade, modelo constitutivo do material e condições de contorno (força e deslocamento).

O equilíbrio em um elemento de solo é dado através das equações de Timoshenko e Goodier (1951) e, mostrado na Figura 83, onde σ_i simboliza as tensões normais no plano i , τ_{ij} , as tensões cisalhantes do eixo i no plano j e γ , o peso próprio do elemento.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \gamma = 0 \quad (6.1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \quad (6.2)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (6.3)$$

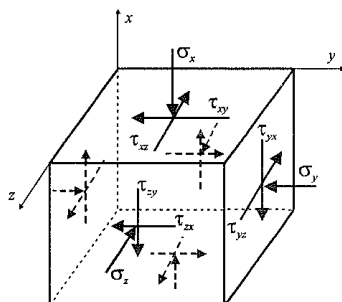


Figura 83 — Tensões em um determinado ponto de solo (Potts e Zdravkovic, 1999)

A compatibilidade pode ser conferida através da definição física e matemática. A compatibilidade física pode ser observada na Figura 84. A placa originalmente é formada por 9 elementos menores (Figura 84a). Submetendo essa placa a deformações, a compatibilidade física é alcançada quando todos os elementos se deformam, de forma que não haja sobreposição de material ou formação de buracos (Figura 84c). No caso da Figura 84b, a compatibilidade não é atingida devido a formações de vãos entre os elementos, o que indica que houve ruptura do material.

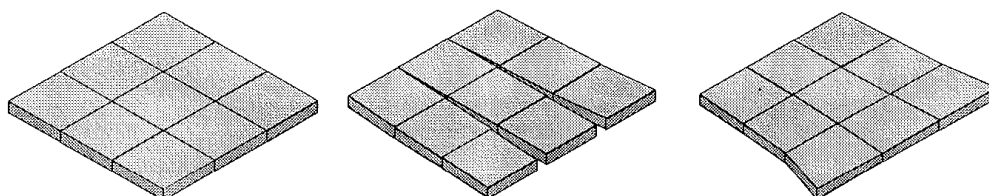


Figura 84 — Compatibilidade Física: a) elemento original; b) incompatibilidade física; c) compatibilidade física. (Potts e Zdravkovic, 1999)

A compatibilidade matemática, por sua vez, é baseada no modelo mostrado na figura acima, através de equações desenvolvidas por Timoshenko e Goodier (1951) onde as deformações devem se manter em equilíbrio nas direções x , y e z .

$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x} \quad (6.4)$$

$$\varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y} \quad (6.5)$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \quad (6.6)$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \quad (6.7)$$

$$\gamma_{yz} = -\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial y} \quad (6.8)$$

$$\gamma_{xz} = -\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \quad (6.9)$$

Das condições de equilíbrio e compatibilidade, nota-se que há 9 equações ao todo (3 de equilíbrio e 6 de compatibilidade matemática), e destas, há 15 incógnitas (6 tensões, 6 deformações e 3 deslocamentos). Para encontrar todas as incógnitas é necessário desenvolver mais 6 equações, ficando assim, 15 equações e 15 incógnitas.

Essas 6 novas equações conseguem ser encontradas através do comportamento constitutivo do material, D , relacionando as equações de equilíbrio e compatibilidade. O comportamento do material é dado em forma de uma matriz 6×6 e pode ser expressa em termos de tensões totais ou efetivas, respectivamente Eq. 6.10. e 6.11.

$$\Delta\sigma = [D]\Delta\varepsilon \quad (6.10)$$

$$\Delta\sigma' = [D_f]\Delta\varepsilon \quad (6.11)$$

Para material linear elástico, a matriz $[D]$ é calculada em função do módulo de elasticidade E , e o coeficiente de Poisson, ν . No entanto, como é sabido, o solo tem um comportamento não linear, utilizando então, a matriz $[D_f]$, que relaciona a mudança em poropressão com as deformações volumétricas, para comportamento não drenado.

As condições de contorno são definidas através do tipo da geometria. Para a condição de *plane strain* (deformação plana), é assumida que o eixo z , cuja dimensão é bem maior, comparada ao eixo x e y , tem deformação nula. Essa condição é utilizada para análise de muros de arrimo, estabilidade de taludes, e fundações contínuas, como mostrado na Figura 85a.

Outra condição é a axissimetria, cuja propriedade é a simetria através de um eixo rotacional. À essa condição, calcula-se problemas como de uma fundação circular ou estacas individuais, como visto na Figura 85b. Para esta condição, as coordenadas utilizadas são na direção radial, r , vertical, z e, circunferencial, θ , que devido à simetria, o deslocamento é nulo.

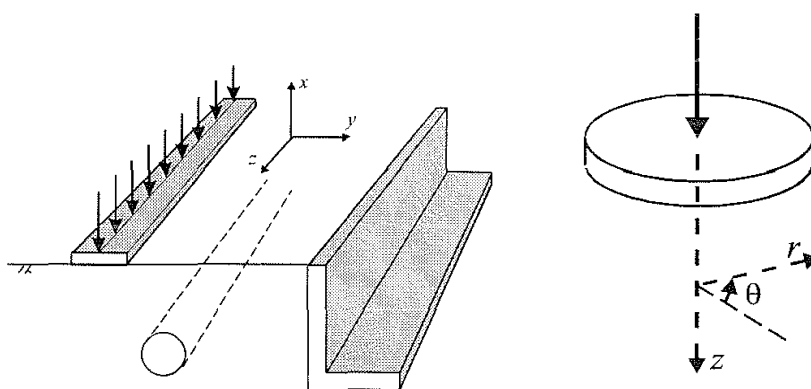


Figura 85 — Condições de contorno: a) deformação plana (plane strain); b) axissimetria

Com essa base das equações de equilíbrio, compatibilidade, comportamento do material e das simplificações das condições de contorno, uma visão sobre o método dos elementos finitos é mostrada abaixo.

Segundo Potts e Zdravkovic (1999), o método é dividido em seis etapas:

- a) discretização do elemento;
- b) definição da variável principal;
- c) equações do elemento;
- d) equações globais;
- e) condições de contorno;
- f) solução das equações globais;

Na discretização do elemento, da geometria do problema sob investigação, há a divisão em pequenas regiões, sendo estas denominadas, elementos finitos. Cada elemento possui nós nos vértices ou dentro do elemento. Na segunda etapa, deve-se decidir qual é a variável principal e definir as equações a partir desta, que para o caso da engenharia geotécnica, são os deslocamentos.

As equações do elemento podem ser calculadas através da Eq. 6.12, onde K_E é a matriz de rigidez do elemento, Δd_e , é o vetor de incremento nodal e ΔR_E , o vetor de forças nodais incremental do elemento. Ao juntar as equações de cada elemento, forma-se as equações globais, Eq.6.13, onde K_G é a matriz de rigidez global, Δd_g , é o vetor de incremento nodal à nível global e ΔR_G , o vetor de forças nodais incremental global.

$$[K_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (6.12)$$

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (6.13)$$

Com as condições de contorno do modelo geométrico, de carregamentos e deslocamentos, modifica-se as equações globais, sendo as mesmas resolvidas para encontrar os deslocamentos, Δd_g . Dos valores de deslocamento obtidos, calcula-se as tensões e deformações.

O método dos elementos finitos foi desenvolvido em *softwares* que facilitam o processo de cálculo das equações geradas. Dentre um dos *softwares* utilizados, cita-se o Plaxis 2D (Bentley, 1987), que foi utilizado neste trabalho. O Plaxis é um dos programas mais utilizados pelos engenheiros geotécnicos devido à sua agilidade no cálculo das equações desenvolvidas.

6.2. Análise no software FEQ DRAIN (Pestana, 1997)

Para entender a geração de poropressão na camada de areia e sua respectiva dissipação, é necessária uma base de dados confiável sobre esse solo. Marinucci (2010) desenvolveu sua tese em função da geração de poropressão em areias através de ensaios em centrífuga. Antes de iniciar seus ensaios em centrífuga, o pesquisador utilizou o software como base para encontrar um espaçamento chave para sua modelagem. Considerando o grau de confiabilidade dos dados utilizados pelo pesquisador, utilizamos as mesmas propriedades para os solos neste trabalho, sendo

estes descritos na Tabela 10 e um esquema do perfil de solo é mostrado na Figura 86, com o NA localizado em $z=4,0\text{m}$.

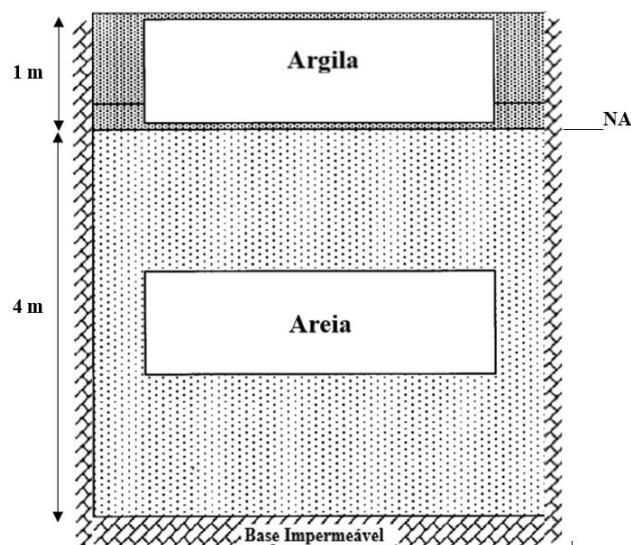


Figura 86 — Esquema do Perfil de Solo utilizado para modelagem (adaptado de Pestana, 1997)

Tabela 10 – Propriedades da Argila e Areia retirados de Marinucci (2010)

Solo	Propriedades	Valor
Argila	k_x (m/s)	1×10^{-7}
	k_y (m/s)	1×10^{-7}
	m_v (m ² /kN)	4×10^{-6}
	γ_t (kN/m ³)	18
	N_l	1000
	D_r	0,9
Areia	k_x (m/s)	1×10^{-3}
	k_y (m/s)	1×10^{-3}
	m_v (m ² /kN)	4×10^{-5}
	γ_t (kN/m ³)	18
	N_l	15
	D_r	0,4
Constantes	t_d (s)	40
	r_w (m)	0,0275
	r_{out} (m)	0,565
	CI (s ² /m ⁶)	0,3676
	$C2$	2
	C_{orf}	1
	Orf (m ² /m)	0,01319
	$Permit$ (1/sec)	$8,3 \times 10^{-2}$

Da Tabela 10, é possível observar certas propriedades do solo, como coeficiente de permeabilidade (k), tanto na direção vertical, quanto horizontal, coeficiente de

compressibilidade (m_v), densidade relativa (D_r), peso específico (γ) e o número de ciclos para causar liquefação (N_l) descrito no item 6.1.2. A aba “Constantes” refere-se a propriedades do terremoto (t_d), relacionado com sua magnitude (Tabela IX), dimensões do dreno (r_w), suas propriedades (C1, C2, Corf, Orf) e propriedade do filtro (Permit).

O *software* FEQ Drain é desenvolvido em linguagem Fortran, sendo necessária a estruturação do arquivo de entrada em formato. inp, como mostrado na Figura 87a. Após a elaboração deste arquivo, deve-se abrir o executável, mostrado na Figura 87b, criar um nome para o arquivo de saída e esperar o término dos cálculos.

Para iniciar a elaboração do arquivo de entrada, certos parâmetros devem ser definidos. Após as propriedades do solo, entra-se com os parâmetros relacionados ao terremoto e os de integração. Como o carregamento induzido pelo terremoto é um carregamento irregular, é necessário encontrar um número de ciclos equivalente, N_{eq} .

TEST4 - Bloco de Notas

```

Arquivo Editar Formatar Exibir Ajuda
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - Use of Composite Drains
2,11,62.4,7.,0,1,0      !nlayers,nrinc,gammaw,depwat,effob,isurf,iexcess
9,9.,1d-9,1d-9,2.d-6,103.5,10000.,0.7,0.7    !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,30.,2.5d-4,5.0d-5,2.d-6,105.,15.,0.5,0.7   !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
25.,50,2,150.          !nq,td,numstep,fintim
1000,0.05,10.          !itertime,timestep,prnres
100,1.,20.             !itertime,timestep,prnres
2,2,4,7               !iopt,jopt,kopt,noprint
0.1966,2.1766,0.1214   !rw,rout,aread
0.3676,2.,1,0.01319,0.0833 !c1,c2,corf,orf,permit
4.46,4.,0.,1.         !arear,depres,c3,c4
end                    !eflag

```

C:\Users\Marcus\Desktop\feqdrain\example1\Feqdrain21.exe

```

FEQRAIN
ANALYSIS OF PORE PRESSURE GENERATION AND DISSIPATION
DURING EARTHQUAKE LOADING FOR A SOIL PROFILE TREATED
WITH VERTICAL DRAINS
Version 2.1      December 1997

INPUT FILE NAME > test1.inp
OUTPUT FILE NAME (8 chars max, no extension, default=feqdrain)> test1
File already exists, overwrite (y/n)?

```

Figura 87 — Software FEQ Drain: a) elaboração do arquivo de entrada; b) arquivo executável

Segundo Pestana (1997), o tempo final de cálculo deve ser maior ou igual a duas vezes a duração do terremoto. Como t_d é igual a 40 segundos, escolheu-se *fintim* (tempo final) como 120 segundos. A propriedade *numstep* especifica em quantas etapas esses 120 segundos serão calculados, sendo para este caso, dividido em duas etapas: a primeira etapa de cálculo dura o tempo do terremoto, 40s; a segunda, 80 segundos, totalizando 120 segundos.

Itertime conta o número de interações feitas durante cada *numstep*. Por exemplo, para o caso de 40 s, se quisesse fazer 1000 interações, cada interação seria feita em 0,04s, que vem a ser o *timestep*. Os resultados são mostrados de *x* em *x* segundos, sendo estes definidos por *pnres*.

Os próximos parâmetros especificam propriedades do dreno e da modelagem de cálculo. *Iopt* especifica um caso de deformação plana (1) ou axissimétrico (2), *jopt*, coeficiente de compressibilidade constante (1) ou variável (2). *Kopt*, para o tipo de dreno utilizado: sem dreno (1); dreno de brita, desconsiderando sua resistência (2); dreno de brita considerando seu coeficiente de permeabilidade (3) e, dreno geocompósito (4). *Noprint* considera os arquivos que serão gerados da análise.

A linha seguinte: *r_w*, *r_{out}*, *area_d*, especifica o raio do dreno, o seu raio efetivo e a área efetiva de armazenamento do dreno, respectivamente. Pestana (1997) especifica dois tipos de instalação comum de drenos: triangular e quadrangular, mostradas na Figura 88, sendo o diâmetro efetivo do dreno encontrado através das Eq. 8.1 e 8.2, função do espaçamento entre eles, *s*.

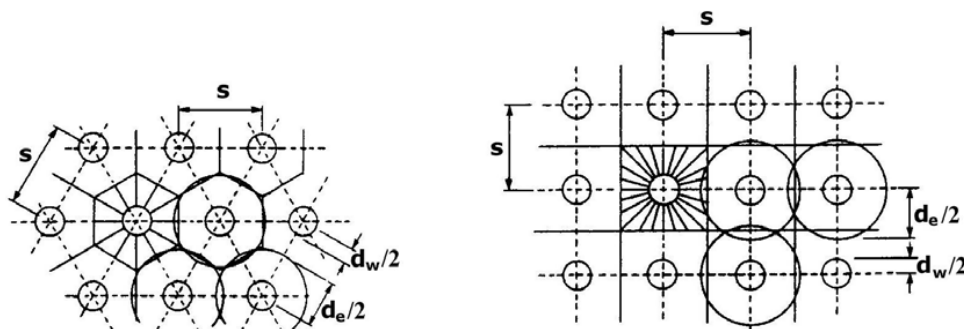


Figura 88 — Tipos de Instalação para drenos: a) triangular; b) quadrangular (Pestana, 1997)

$$d_{eff} = 1,053s \text{ para padrão triangular} \dots \dots \dots (6.14)$$

$$d_{eff} = 1,13s \text{ para padrão quadrangular} \dots \dots \dots (6.15)$$

As propriedades pertinentes ao dreno são inseridas na linha seguinte, onde *c1* e *c2*, constante do material para resistência vertical no dreno, *corf*, constante para perda de carga através das perfurações. *Orf*, área de aberturas por unidade de comprimento em um dreno e *permit*, permissibilidade do tecido do filtro que encapa o dreno.

Por último, *arear*, *depres*, *c3* e *c4*, são referentes a propriedades do reservatório: área, profundidade e suas constantes de resistência vertical, respectivamente. No entanto, para esta análise não será utilizado nenhum tipo de reservatório.

Para a análise, o terremoto utilizado foi o mesmo para a modelagem no Plaxis, sendo este de magnitude 6,9 na escala Richter, segundo Vilhar *et al.* (2019). Utilizando como base a equação de Seed *et al.* (1975), descrita na Eq. 5.12, um terremoto de magnitude 6,9 corresponde a um número de ciclos equivalente igual a 9, com uma duração *t_d* igual a 40 segundos. Da Eq. 5.12,

$$\ln(n_{eq}) = -1,405 + 0,547 * (6,9) \therefore N_{eq} = 8,6 \quad (6.16)$$

Arredonda-se o valor do número de ciclos, N_{eq} , como 9. O raio do dreno, r_w , foi obtido através das propriedades dos fabricantes dos PVD's e através das equações propostas por Hansbo (1979), Atkinson e Eldred (1981), Fellenius e Castonguay (1985) e Long e Covo (1994). Sabendo que o comprimento, w , de um PVD é igual à 100 mm e sua espessura, t , é 5 mm, os valores do diâmetro são mostrados abaixo, respectivamente.

$$\text{Hansbo (1979)} - d_w = \frac{2 \cdot (w+t)}{\pi} = 0,066 \text{ m} \quad (6.17)$$

$$\text{Atkinson e Eldred (1981)} - d_w = \frac{w+t}{2} = 0,0525 \text{ m} \quad (6.18)$$

$$\text{Fellenius e Castonguay (1985)} - d_w = \sqrt{\frac{4wt}{\pi}} = 0,025 \text{ m} \quad (6.19)$$

$$\text{Long e Covo (1994)} - d_w = 0,5w + 0,7t = 0,0535 \text{ m} \quad (6.20)$$

Utilizando os valores encontrados nas Eq. 6.18 e 6.20, arbitrou-se o d_w como 0,05m. Assim, r_w , é igual à 0,0275m e o diâmetro efetivo pode ser encontrado através das Eq. 6.14 e 6.15, dependendo da instalação dos drenos e do seu espaçamento. Para as análises, escolheu-se então um espaçamento, s , de 1 m e uma instalação quadrangular, logo, r_{out} é igual à 0,565 m e a área do dreno, $area_d$, é encontrada através de πr_w^2 . Duas análises com deformação plana (*plane strain*) foram executadas: a primeira, com a instalação de PVD's e a segunda, sem a instalação de drenos. O arquivo de entrada da primeira análise é mostrado na Figura 89.



```

LIQUEFACTION RISK EVALUATION - PVD Drains
2,10,9.81,1,0,1,0
10,1,1d-7,1d-7,4d-6,18,10000,0.9,0.7
10,4,1d-3,1d-3,4d-5,18,15,0.4,0.7
9.,40,2,120
1000,0.04,1.
100,0.8,10.
1,2,4,7
0.027,0.565,0.002248
0.3676,2.,1,0.01319,0.0833
0,0,0,0
end
!title
!nlayers,nrinc,gammaw,depwat,effob,isurf,iexcess
!linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
!linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
!nq,td,numstep,fintim
!ltime,timestep,prnres
!ltime,timestep,prnres
!lopt,jopt,kopt,noprint
!rw,rout,aread
!c1,c2,corf,orf,permit
!arear,depres,c3,c4
!eflag
  
```

Figura 89 — Arquivo final de entrada.inp

6.3. Análise no software PLAXIS 2D ®

A outra análise executada para observar o comportamento de drenos é através do software de elementos finitos Plaxis 2D. O Plaxis é um programa amplamente utilizado pela comunidade geotécnica devido a acurácia dos seus resultados e a facilidade de uso. O mesmo perfil de solo mostrado na Figura 86 foi utilizado, com uma camada de argila sobrejacente à uma camada de areia e NA de 4,0m.

Após a definição da geometria do modelo, deve-se encontrar o modelo constitutivo que melhor representa o comportamento do solo. Cada modelo tem um

conjunto de equações e parâmetros necessários para cálculo. Dentre os modelos disponíveis, encontra-se Mohr-Coulomb, Hardening Soil Model (HSM), Cam-Clay, e para avaliar liquefação de solos, UBC3DSand, NorSand e PM4Sand. Segundo Montgomery e Abbaszadeh (2017) que analisaram a resposta dos dois modelos para a ocorrência de liquefação em barragens, mesmo que haja diferença entre formulação e calibração de cada modelo, os resultados mostraram valores praticamente similares.

Na modelagem do FEQDrain não é especificado o modelo constitutivo utilizado para o solo, logo, devido a simplicidade do código, utilizou-se para modelagem no Plaxis, o modelo Mohr-Coulomb. As propriedades dos materiais são mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 – Propriedade dos Materiais segundo Vilhar *et al.* (2018)

Solo	Parâmetro	Valor
Argila Modelo Hardening Soil Small	<i>Drainage Type</i>	<i>Undrained (A)</i>
	γ_{unsat} (kN/m ³)	18
	γ_{sat} (kN/m ³)	19
	α	0
	β	0,000095
	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	9000
	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kN/m ²)	9000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kN/m ²)	27000
	m	1
	c'_{ref} (kN/m ²)	30
	ϕ'	26°
	ψ	0
	$\gamma_{0,7}$	0,0007
	G_0^{ref} (kN/m ²)	60000
	v_{ur}	0,2
	k_x (m/seg)	$5,5 \times 10^{-7}$
	k_y (m/seg)	$5,5 \times 10^{-7}$
	p_{ref} (kN/m ²)	100
	K_0^{nc}	0,5616
	c_{inc}	0
	y_{ref}	0
	R_f	0,9
	<i>Tension Cut-Off</i>	True
	σ_t (kN/m ²)	0
	OCR	2
Camada Rochosa Modelo Linear Elastic	<i>Drainage Type</i>	<i>Drained</i>
	γ_{unsat} (kN/m ³)	22
	γ_{sat} (kN/m ³)	22
	E' (kN/m ³)	8×10^6
	v'	0,2
Areia	<i>Drainage Type</i>	<i>Undrained (A)</i>
	γ_{unsat} (kN/m ³)	18
	γ_{sat} (kN/m ³)	19
	α	0
	β	0,00035
	E' (kPa)	13000
	v'	0,3
	G (kPa)	5000
	E_{oed} (kPa)	17500
	c' (kPa)	0

Mohr-Coulomb	ϕ'	30
	k_x (m/seg)	1×10^{-3}
	k_y (m/seg)	1×10^{-3}
	K_0	0,5

Outro ponto que deve ser levado em consideração no modelo constitutivo sob solicitações dinâmicas é o amortecimento do material. Como visto anteriormente, após a definição da geometria do modelo, encontra-se o modelo constitutivo correspondente. No entanto, o modelo não consegue recriar fielmente o comportamento do solo sob carregamentos cíclicos. Collantes (2015) cita que entre os efeitos não recriados por modelos constitutivos a dissipação de energia, variação de volume e degradação da rigidez. Com isso, a variação de volume não computada e amortecimento do material devem ser introduzidos através dos amortecimentos de Rayleigh e histeréticos.

O amortecimento de Rayleigh, segundo Collantes (2015) é utilizado em análises dinâmicas de estruturas e corpos para amortecer modos naturais de vibração. A formulação do amortecimento é dada pela Eq. 6.21, enquanto a razão de amortecimento, segundo Bathe e Wilson (1976) é dada pela Eq. 6.22 para qualquer frequência angular do sistema.

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (6.21)$$

, onde

$[C]$ = matriz de amortecimento;

α_R = constante de amortecimento proporcional à $[M]$;

$[M]$ = matriz de massa;

β_R = constante de amortecimento proporcional à $[K]$

$[K]$ = matriz de rigidez;

$$\alpha_R + \beta_R \omega^2 = 2\omega\xi \quad (6.22)$$

, onde

ω = frequência angular;

ξ = razão de amortecimento;

Na Figura 90, é mostrada a variação da razão de amortecimento (ξ) em função da frequência angular, ω . Da figura, percebe-se que há uma curva pelo componente de massa (α), pelo componente de rigidez (β) e a sobreposição de ambas. Um ponto que se observa é que a influência do componente de massa é maior para baixas frequências do sistema, enquanto para maiores frequências, o componente de rigidez assume a influência.

Pela figura, o momento em que a curva de amortecimento é composta por partes semelhantes dos componentes de massa e rigidez é chamado de frequência mínima ou crítica, dado pela Eq. 6.23. Os valores da razão de amortecimento mínimo e sua frequência angular é dada pela Eq 6.24 e 6.25, respectivamente.

$$f_{min} = \frac{\omega_{min}}{2\pi} \quad (6.23)$$

$$\omega_{min} = (\alpha/\beta)^{\frac{1}{2}} \quad (6.24)$$

$$f_{min} = \frac{\omega_{min}}{2\pi} \quad (6.25)$$

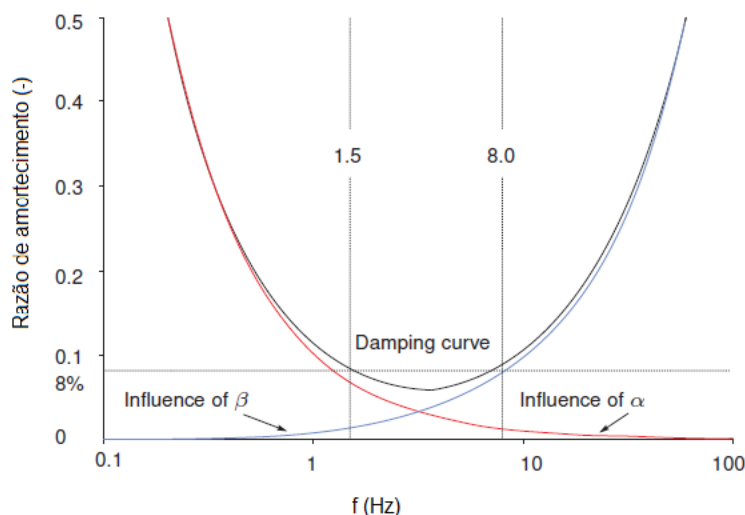


Figura 90 — Influência dos componentes de massa e rigidez em função da razão de amortecimento (Plaxis, 2010)

As equações 6.24 e 6.25 podem ser reescritas como:

$$\alpha = \xi_{min} \omega_{min} \quad (6.26)$$

$$\beta = \frac{\xi_{min}}{\omega_{min}} \quad (6.27)$$

No Plaxis, os valores de amortecimento são inseridos como os parâmetros α e β , sendo propriedades dos materiais. Os valores típicos de amortecimento crítico são mostrados na Tabela 12, proposta por vários autores.

Tabela 12 – Valores de amortecimento crítico na literatura (Richart et al., 1970 *apud* Bustamante, 2010)

Tipo de Solo	Razão de amortecimento crítico	Referência
Pedregulho e areia seca	0,03 – 0,07	Weissmann e Hart (1961)
Areia seca e saturada	0,01 – 0,03	Hall e Richardt (1963)
Areia seca	0,03	Whitman (1963)
Areia seca e saturada Pedregulho	0,03 – 0,06	Barkan (1962)
Argila	0,02 – 0,05	Barkan (1962)
Areia siltosa	0,03 – 0,10	Stevens (1965)
Areia seca	0,01 – 0,03	Hardin (1965)

O amortecimento histerético independe da frequência ω , do modelo constitutivo do material, e não afeta o tempo de cálculo no esquema de integração explícita. Segundo Collantes (2015), o amortecimento histerético é o tipo de amortecimento que melhor representa o comportamento de solos sob carregamento cíclico. Este modo de amortecimento possui esse nome devido à laços de histerese que são

formados no gráfico de tensão-deformação de solos sob carregamento cíclico entre os ciclos de carregamento e descarregamento.

Os valores de amortecimento histerético podem ser encontrados através de *softwares* como SHAKE (1972) e suas atualizações: SHAKE91, SHAKE2000, etc., onde análises da resposta de perfis de solo são feitos utilizando como base o modelo constitutivo linear equivalente. Como dados de entrada, usa-se o perfil do depósito de solo, a velocidade de onda, V_s , módulo de cisalhamento máximo, G_{\max} e o peso específico de cada camada, como também, o acelerograma do terremoto na camada rochosa, as curvas de redução do módulo de cisalhamento G e a razão de amortecimento, ξ , com a deformação cisalhante.

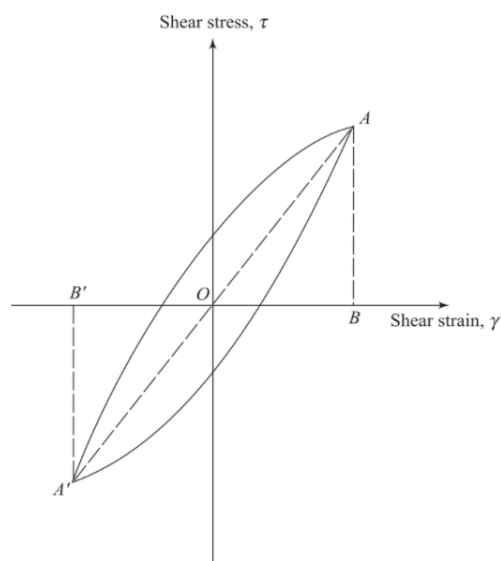


Figura 91 — Gráfico de tensão – deformação para solos sob carregamento cíclico (Das, 2011)

As curvas de variação do módulo de cisalhamento e da razão de amortecimento podem ser encontrados, segundo Collantes (2015) através de ensaios de laboratório ou ensaios de campo, sendo que os últimos produzem resultados mais confiáveis que os ensaios de laboratório. Como ensaios de laboratório e de campo são onerosos e demandam tempo, uma das alternativas para obter essas curvas é através de dados publicados anteriormente sendo função do tipo de solo, como por exemplo, o de Vucetic e Dobry (1991), mostrado na Figura 92.

Outra alternativa, mostrada na Figura 91, é considerar que a inclinação do laço histerético sendo este proporcional à rigidez do solo considerando o módulo de cisalhamento secante, e que a abertura do laço de histerese corresponde a energia que é dissipada em cada ciclo de carregamento e descarregamento considerando, neste caso, a razão de amortecimento. A esses parâmetros dá-se o nome de lineares equivalentes, sendo estes atualizados em função dos valores de deformação cisalhante submetidos ao solo.

O valor do amortecimento histerético pode ser encontrado através das formulações simplificadas e completas, sendo demonstradas por Matasovic e Ordóñez (2011) abaixo. Na formulação simplificada, a constante de amortecimento proporcional à matriz de massa M , α_R , é dada como zero, enquanto a constante proporcional à R , é dada pela Eq. 6.28.

$$\beta_R = \frac{\xi T}{\pi} \quad (6.28)$$

, onde

ξ = razão de amortecimento, sendo usado para aplicações práticas, valores entre 0,1 e 5%;

$$T = \text{período fundamental do depósito de solo, dado por } T = \frac{4H}{V_{s,avg}} \dots \dots \dots (6.29)$$

H= espessura da camada de solo;

$V_{s,avg}$ = velocidade de onda cisalhante média do depósito de solo.

Já na formulação completa, os valores dos parâmetros são dados por:

$$\alpha_R = \xi \left(\frac{4\pi}{T} \right) \left[\frac{n}{(n+1)} \right] \quad (6.30)$$

$$\beta_R = \frac{\xi T}{[\pi(1+n)]} \quad (6.31)$$

, onde

n= número inteiro ímpar, utilizando 5 como “melhor escolha”.

Das propriedades do solo retirados de Marinucci na Tabela IX, encontra-se, através de correlações empíricas, o valor da velocidade de onda da camada de solo. Como mostrado na – Correlação empírica do peso específico e o número de golpes para solos granulares (Godoy, 1972), há uma relação entre o peso específico e o número de golpes, N, para cada consistência do solo arenoso.

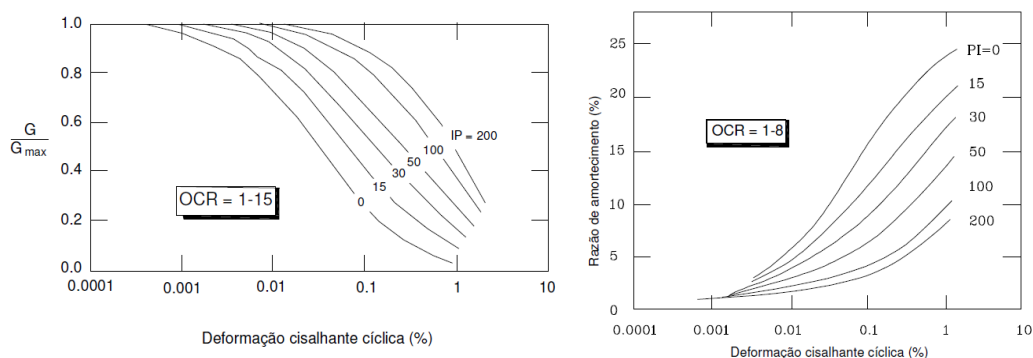


Figura 92 — Curvas de variação: do módulo de cisalhamento (esq.) e de razão de amortecimento (dir.) para diferentes valores de IP (Vucetic e Dobry, 1991)

Tabela 13 – Correlação empírica do peso específico e o número de golpes para solos granulares (Godoy, 1972)

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	17	19	20
9 - 18	Medianamente compacta	18	20	21
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta			

Dado que o peso específico total, γ_t , é de 18 kN/m³, logo, considerando a areia úmida, e de consistência pouco compacta, o valor de golpes N_{SPT} , estaria entre a média de 5 a 8 golpes. Já para a camada de argila, a correlação é mostrada na Tabela XIII, também desenvolvida por Godoy (1972). Com o γ_t de 18 kN/m³, considera-se a argila de consistência média, com um número de golpes entre 6 e 10.

Tabela 14 – Correlações entre o peso específico e número de golpes para solos coesivos (Godoy, 1972)

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Com base nas correlações acima, usa-se então, o N_{SPT} na camada de areia como 8 e para a camada de argila como 10. Dikmen (2009) fez uma investigação entre a correlação da velocidade de onda cisalhante, V_s , e o número de golpes SPT para solos arenosos, siltosos e coesivos. Com base em ensaios e correlações anteriores, o pesquisador chegou às equações demonstradas nas equações abaixo.

$$V_s = 73N^{0,33} \text{ para solos arenosos} \quad (6.30)$$

$$V_s = 44N^{0,48} \text{ para solos argilosos} \quad (6.31)$$

Assim, a velocidade de onda para o solo arenoso é dado por 144,99 m/s e para o solo argiloso, 132,87 m/s. Com os valores de V_s , calcula-se então, os valores dos parâmetros de Rayleigh para dado de entrada no Plaxis, considerando como razão de amortecimento, ξ , 1%. Encontra-se o período fundamental, sabendo que a altura da camada de areia é de 4 m, usando a Eq. 6.29.

$$T = \frac{4H}{V_{s,avg}} = \frac{4*4}{144,99} = 0,1103 \text{ s} \quad (6.32)$$

Assim, os parâmetros de Rayleigh da camada de areia,

$$\alpha_R = 0 \quad (6.33)$$

$$\beta_R = \frac{(1\%)*0,1103}{\pi} = 0,00035 \quad (6.34)$$

Para a camada de argila, sabe-se que sua espessura é de 1m, logo, o período é encontrado pela Eq. 6.35 e os parâmetros de Rayleigh encontrados na Eq. 6.36 e 6.37.

$$T = \frac{4H}{V_{s,avg}} = \frac{4*1}{132,87} = 0,0301 \text{ s} \quad (6.35)$$

$$\alpha_R = 0 \quad (6.36)$$

$$\beta_R = \frac{(1\%)*0,0301}{\pi} = 0,0000958 \quad (6.37)$$

O carregamento dinâmico é inserido no modelo através de um deslocamento prescrito em x e fixo em y na aba *Structures*. O carregamento escolhido foi de um terremoto exemplo do Plaxis cujo PGA é igual à 0,3, duração de 40s e acelerograma está mostrado na Figura 93. Segundo Vilhar *et al.* (2017), o carregamento corresponde a um terremoto de magnitude aproximada de 6,9 na Escala Richter.

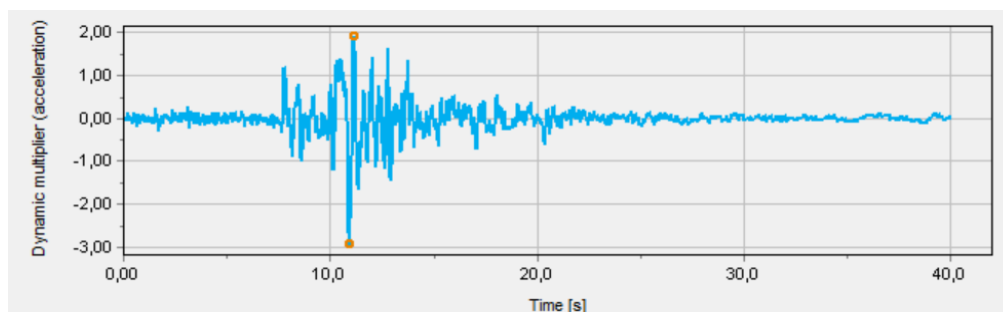


Figura 93 — Acelerograma do terremoto utilizado

A malha foi gerada com o tamanho médio como mostrado na Fig. 94a e a qualidade da mesma é mostrada na Fig. 94b, onde observa-se que a qualidade varia de 1,0 (melhor possível) até 0,5357.

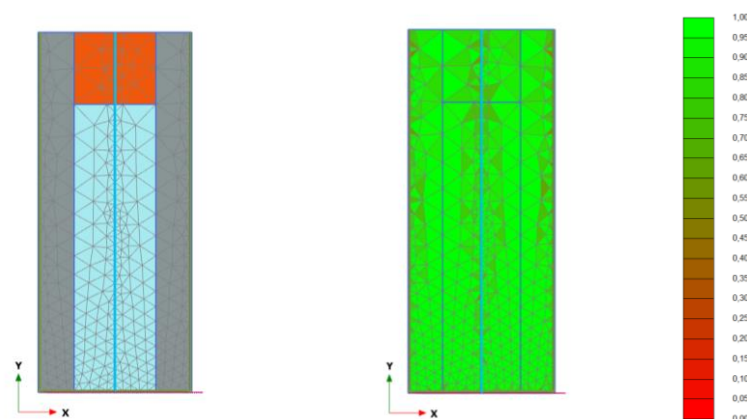


Figura 94 — Malha da análise: a)gerada em condições médias; b)qualidade da malha

A aba de *Flow Conditions* mostra o nível d'água na análise, e como visto na Figura 86, se encontra um metro abaixo da superfície. Na aba *Staged Construction* é onde se informa ao programa as etapas de cálculo. Duas análises foram realizadas utilizando o modo *Dynamic with Consolidation*: com drenos e sem drenos.

Quanto aos contornos laterais, o Plaxis dá a possibilidade de uso de *tied degrees of freedom*, *viscous boundary* e *free field*. Segundo Laera e Brinkgreve (2015), para analisar o comportamento de um solo à liquefação, a melhor condição é a *free field*. Oblak (2015) mostra que o contorno *free field* consiste na adição de uma coluna extra próxima do contorno vertical, como mostrado na Figura 95, através de amortecedores viscosos para simular um espaço aberto com o mínimo de reflexão de ondas. Segundo Collantes (2015), a resposta do depósito de solo às solicitações dinâmicas se dá ao longo dos contornos laterais.

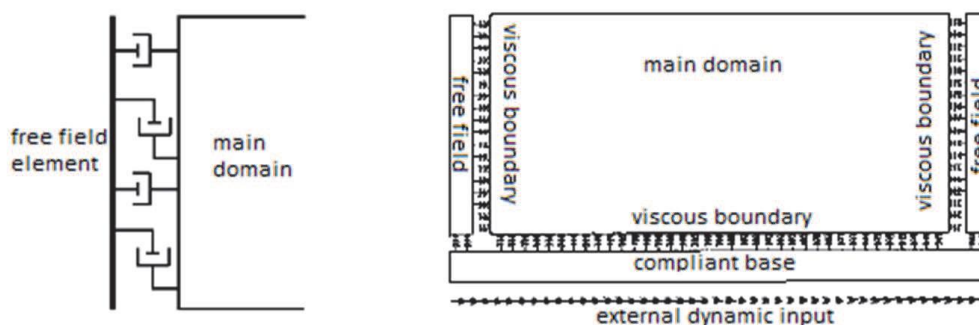


Figura 95 — Esquema de um elemento *free field* nos contornos laterais

Durante o carregamento dinâmico, as tensões normais e cisalhantes são calculadas separadamente e aplicadas no domínio principal como tensões equivalentes, sendo estas equações mostradas na Eq. 6.38 e 6.39.

$$\sigma_n^m = -\rho v_p \left(\frac{\delta u^m}{\delta t} - \frac{\delta u^{ff}}{\delta t} \right) + \sigma_n^0 \quad (6.38)$$

$$\tau^m = -\rho v_s \left(\frac{\delta v^m}{\delta t} - \frac{\delta v^{ff}}{\delta t} \right) + \tau^0 \quad (6.39)$$

, onde

ρ = massa específica do solo;

v_p = velocidade de onda de compressão;

v_s = velocidade de onda de cisalhamento;

σ_n^0 = tensão normal em condição estática;

τ^0 = tensão cisalhante em condição estática;

u^m, v^m = deslocamentos normais no domínio principal;

u^{ff}, v^{ff} = deslocamentos normais (tangenciais) no contorno free-field;

A fim de utilizar os contornos *free field* nas laterais do modelo, é necessária a utilização da condição de *compliant base* na base do modelo. Como visto na Fig. 95, a condição de *compliant base* é baseado nos mesmos princípios dos contornos *free field*, onde há elementos livres adicionados ao domínio principal e conectados através de pequenos elementos nas direções normais e cisalhantes.

Segundo Laera e Brinkgreve (2015), o movimento do elemento devido às solicitações dinâmicas é calculado automaticamente pelo Plaxis. Para o cálculo das tensões cisalhantes, usa-se a Eq. 6.40.

$$\tau = 2\rho C_2 v_s \dot{u}_{upward} \quad (6.40)$$

, onde

C_2 = coeficiente de relaxamento (segundo Tabela 15);

u_{upward} = velocidade da partícula no movimento de propagação ascendente;

O coeficiente de relaxamento, C_2 , é fixado pelo Plaxis em 1,0. No entanto, White W. *et al* (1977), o valor do coeficiente é dependente do coeficiente de Poisson, ν , como mostrado na Tabela 15 abaixo.

Tabela 15 – Valores de C_2 dependentes do coeficiente de Poisson, ν (White *et al.*, 1977 apud Bustamante, 2010)

Coeficiente de Poisson ν	c_2	Coeficiente de Poisson ν	c_2
0	0,769	0,25	0,744
0,05	0,761	0,3	0,742
0,1	0,756	0,35	0,74
0,15	0,751	0,4	0,746
0,2	0,747	0,45	0,773

Para modelar a *compliant base* corretamente, o Plaxis permite a adição de um deslocamento prescrito e neste adicionar os dados em termos de aceleração, velocidade ou deslocamentos. A separação entre o domínio principal e o elemento *free field* na base é feito através de uma interface, elemento inserido pelo usuário.

6.4. Resultado das Análises

As análises para ambos programas são divididas em dois grupos: em $x=0,565\text{m}$ e $x=1,60\text{m}$. O primeiro valor corresponde ao ponto mais próximo do dreno e o segundo corresponde ao ponto mais afastado do dreno considerando a área efetiva do mesmo definida pela Eq. 6.18 e 6.20. Para cada análise, há dois gráficos: o excesso de poropressão gerado pelo sismo ($\square u$) e o do parâmetro ru em função da altura da camada.

6.4.1. Resultados no FEQ Drain

Da análise sem drenos, observa-se um valor de excesso de poropressão, na Fig. 96, praticamente constante, de mais ou menos 17 kPa, sendo este valor alcançado ao fim do sismo. O parâmetro ru diminui com o aumento da espessura da camada: inicialmente, 0,9559 para $y=1\text{m}$ e para $y=5\text{m}$, 0,3348.

Na análise com drenos, por sua vez, há uma dissipação do excesso de poropressão de praticamente 11 kPa, diminuindo para aproximadamente 6 kPa. O ru no topo da camada de areia é igual a 0,3313, enquanto na base é igual a 0,1175.

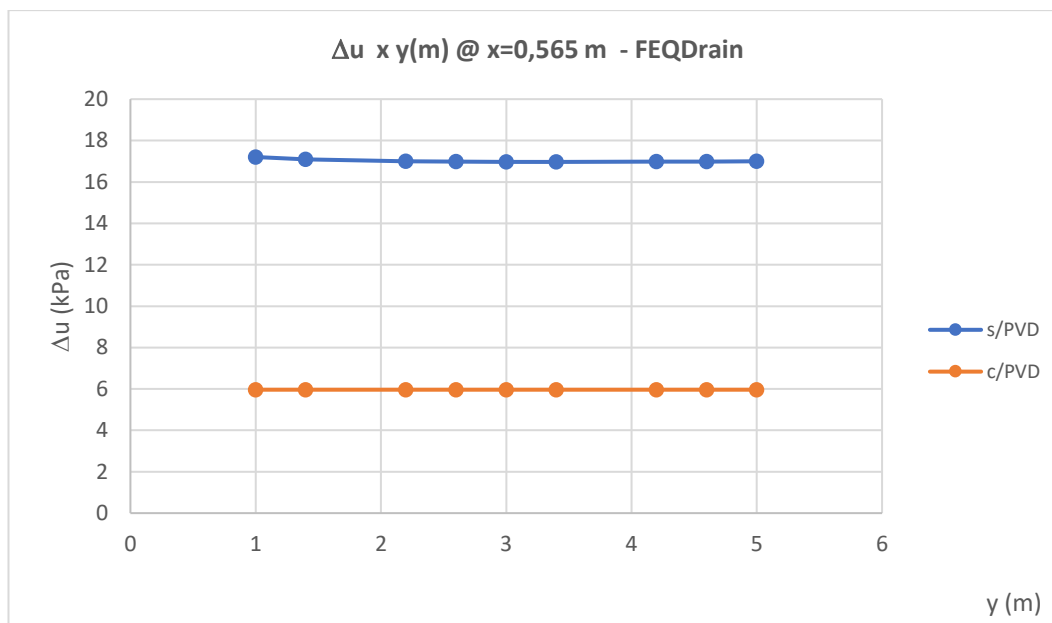


Figura 96 — Valores de Δu em função da espessura da camada de areia no FEQDrain

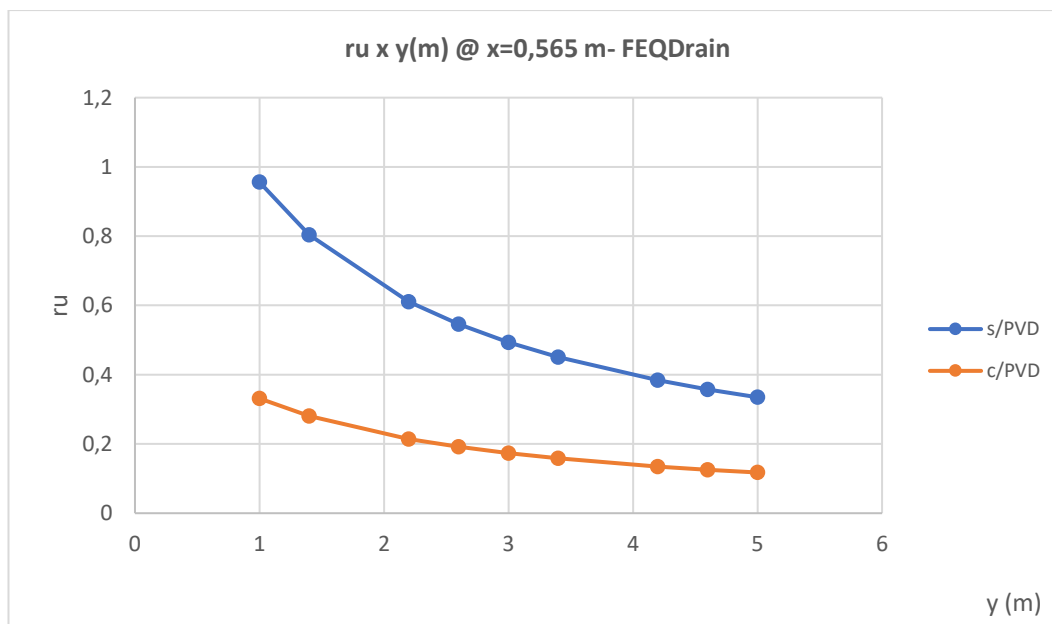


Figura 97 — Valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia no FEQDrain

Para o ponto próximo da periferia do diâmetro efetivo, observa-se que os valores de excesso de poropressão e de ru são os mesmos obtidos próximo do dreno para ambas as análises. A justificativa para esses valores está no código utilizado pelo FEQDrain. Quando não se utiliza drenos, não é possível inserir dimensões horizontais da modelagem, considerando-se então, um depósito com 1m de comprimento, logo, os resultados são para x , aproximadamente, 1,6m. Já na análise com drenos, observa-se que o método de mitigação foi eficiente por toda a área efetiva, mantendo um valor constante, tanto próximo do dreno, quanto na periferia da área efetiva.

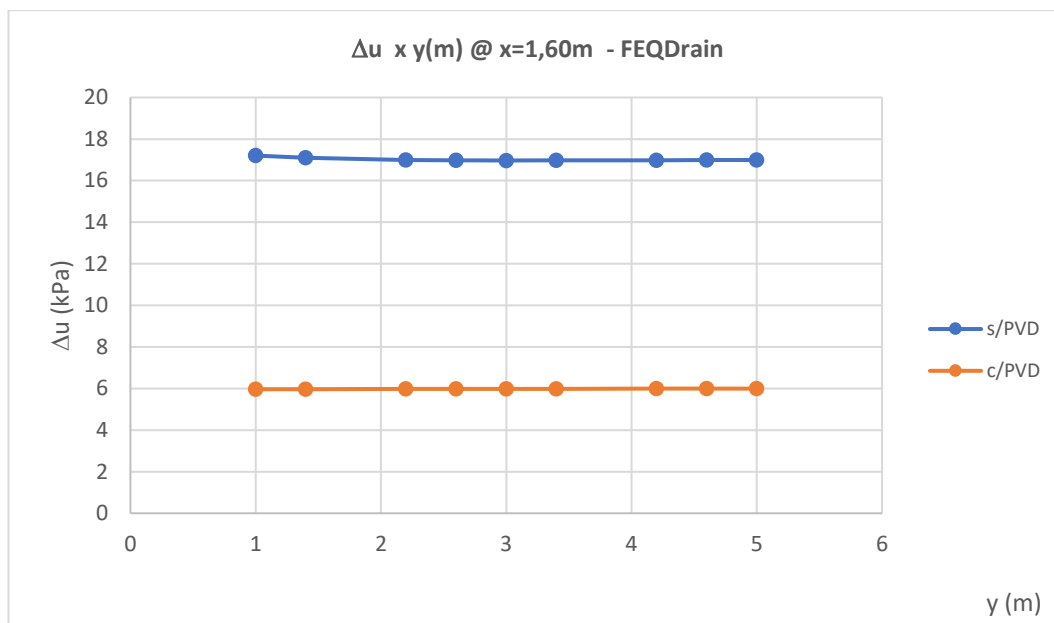


Figura 98 — Valores de Δu em função da espessura da camada de areia no FEQDrain

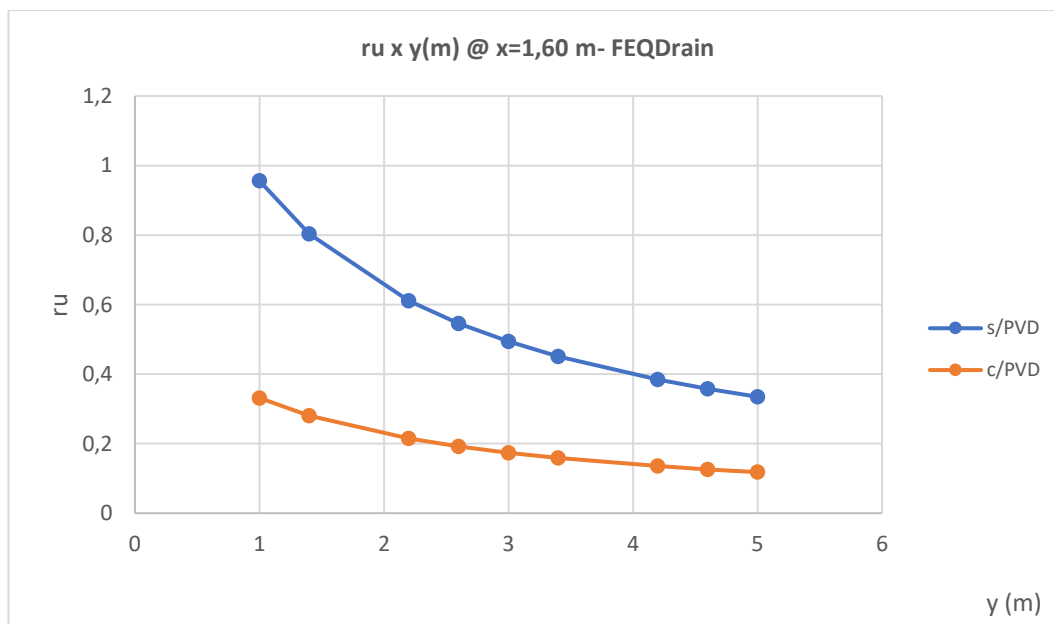


Figura 99 — Valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia no FEQDrain

6.4.2. Resultados no Plaxis

No Plaxis, os resultados são mostrados na Figura 100 e Figura 101. Para a análise sem drenos, há um leve aumento do excesso de poropressão com a profundidade, no entanto, um decréscimo de 4,5 para 5 m. Inicia-se com 4,529 kPa em $y=1$ m, atingindo 5,93 kPa em $y=4,5$ m, e finalizando em $y=5$ m com $\Delta u = 5,32$ kPa.

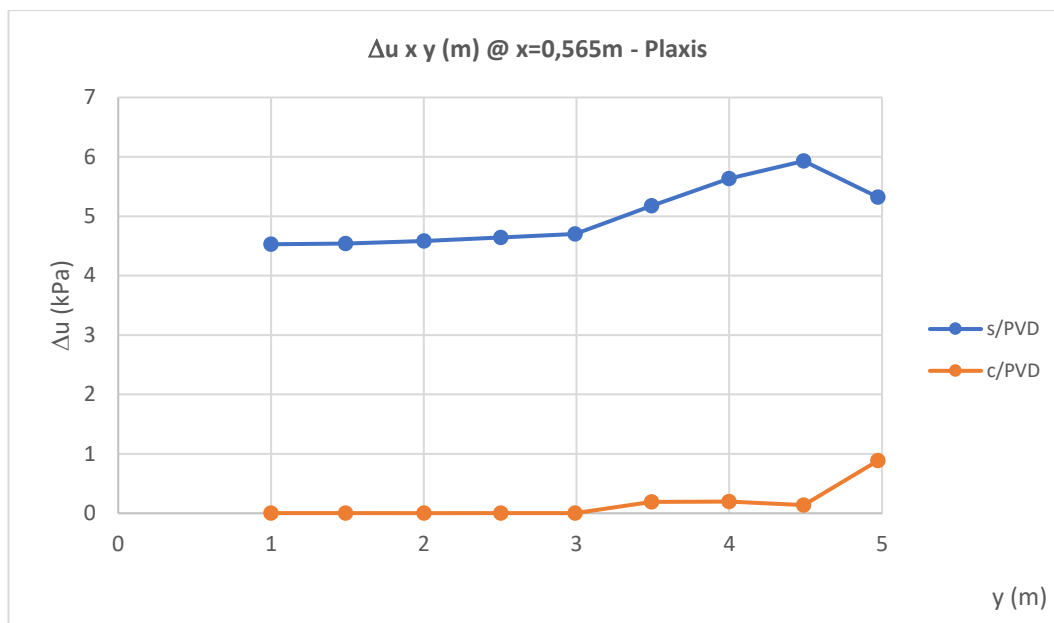


Figura 100 — Valores de Δu em função da espessura da camada de areia no Plaxis

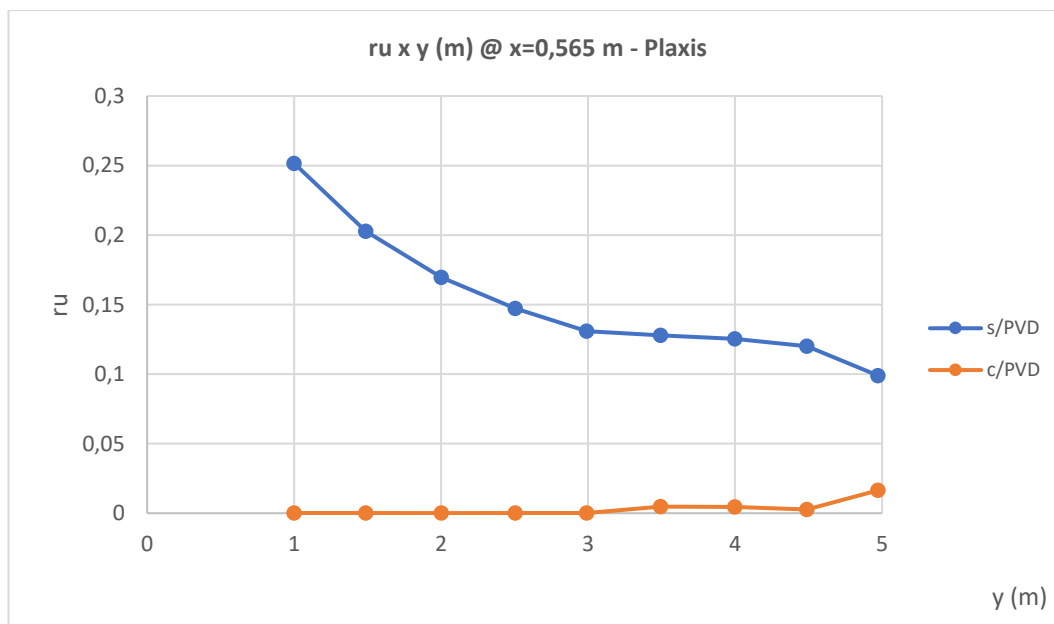


Figura 101 — Valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia no Plaxis

E na mesma análise, o parâmetro ru inicia-se com 0,25 em $y=1m$ decrescendo até o valor de 0,1 em $y=5m$. Para a análise com drenos, o valor de poropressão inicial em $y=1m$ é igual a 0,004 kPa atingindo o seu valor máximo em $y=5m$ com $\Delta u= 0,885$ kPa. Observa-se pelo gráfico da Figura 100 que há uma dissipação de poropressão através dos drenos, o que causou a diminuição dos valores. Quanto ao parâmetro ru , o valor inicial em $y=1m$ é praticamente nulo atingindo o valor máximo em $y=5m$ igual a 0,01.

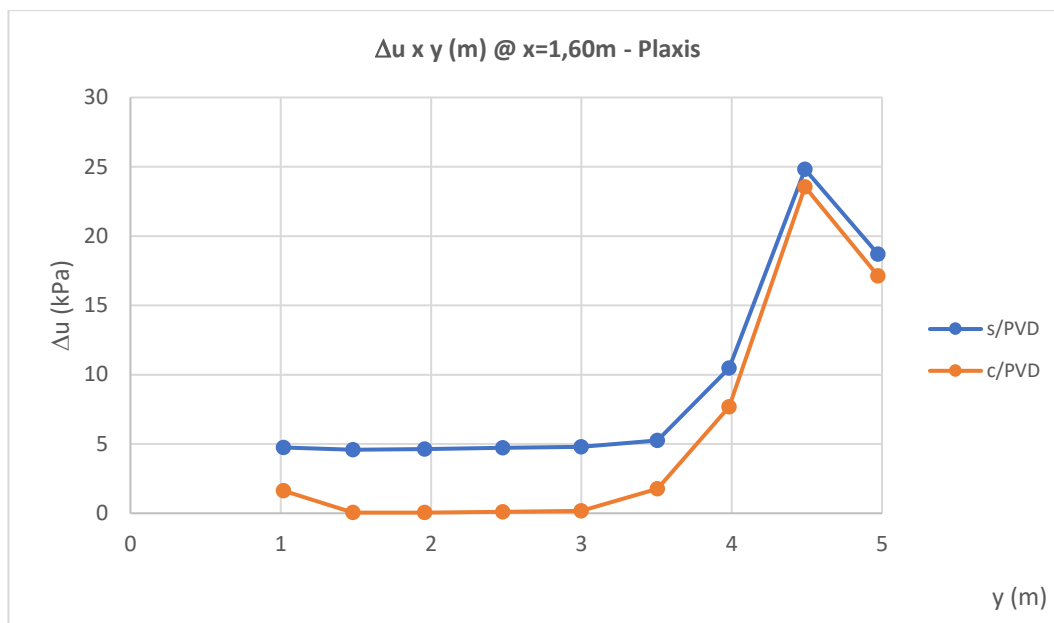


Figura 102 — Valores de Δu em função da espessura da camada de areia no Plaxis

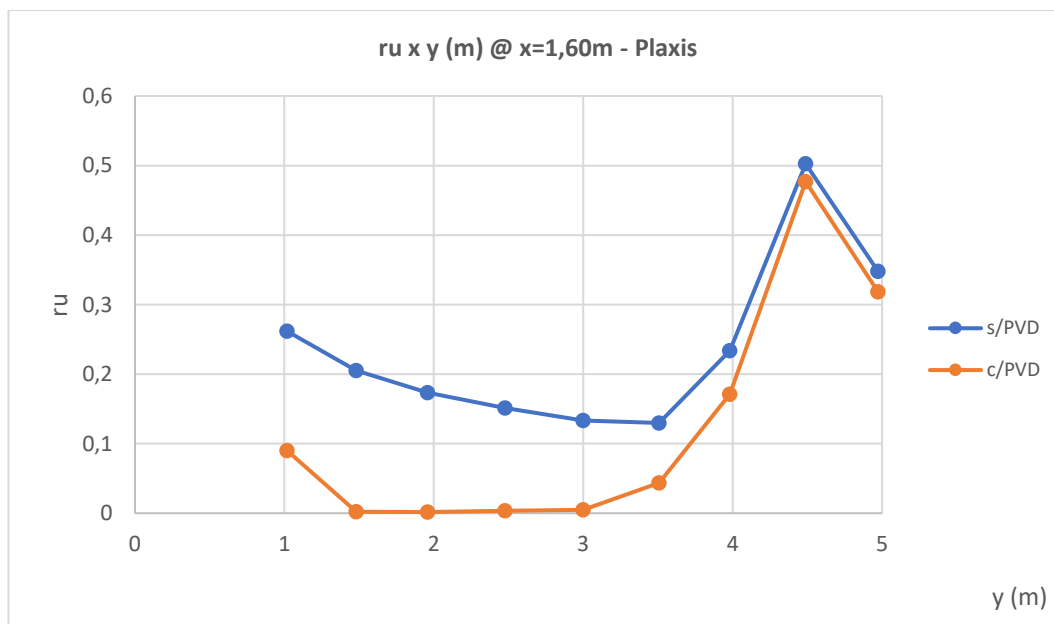


Figura 103 — Valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia no Plaxis

Na periferia do diâmetro efetivo, o excesso de poropressão para a análise sem drenos em $y=1m$ é igual a 4,751 kPa, atingindo o seu máximo em $y=4,5m$ com $Du = 24,81$ kPa e com $Du = 18,69$ kPa em $y=5m$. O valor de ru é 0,261 em $y=1m$, alcançando 0,5023 em $y=4,5m$ e 0,3476 em $y=5m$. Na análise com drenos, Du é igual a 1,633 kPa em $y=1m$, 23,553 em $y=4,5m$ e 17,123 em $y=5m$. Já o ru é igual a 0,09, 0,4765 e 0,3185 para $y=1, 4,5$ e $5m$, respectivamente.

6.4.3. Comparativo dos Resultados

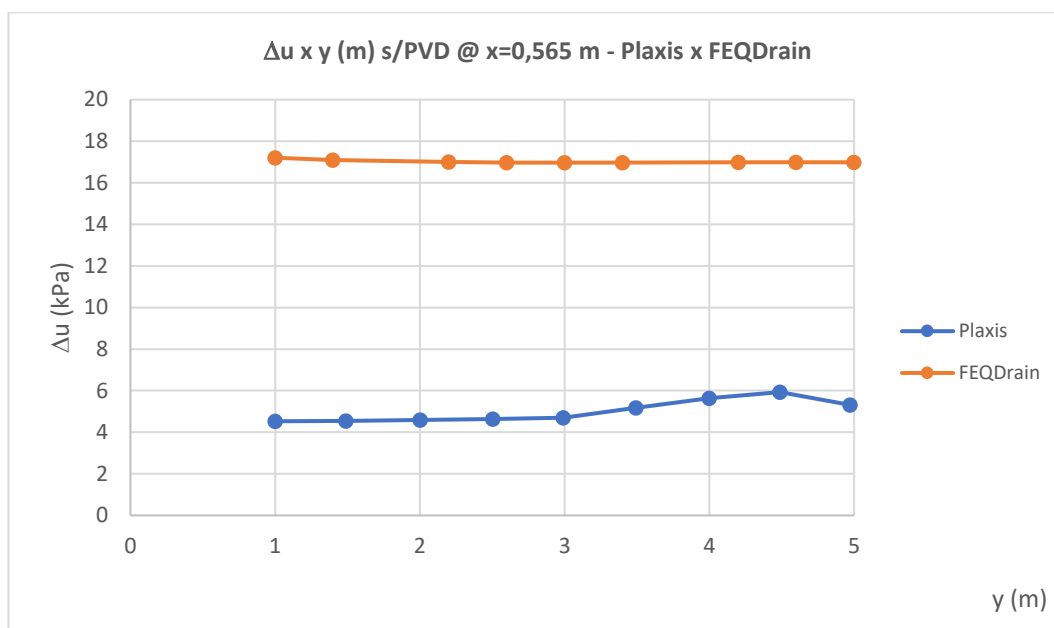


Figura 104 — Comparação dos valores de Δu em função da espessura da camada de areia

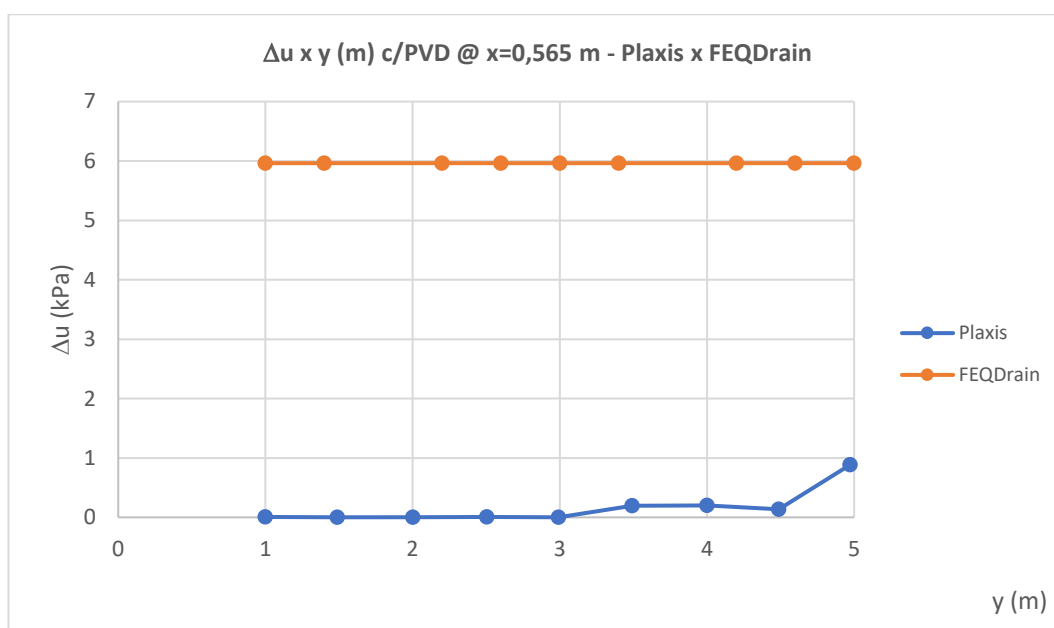


Figura 105 — Comparação dos valores de Δu em função da espessura da camada de areia

Ao comparar os valores de Δu das duas análises observa-se que os maiores valores são resultantes das análises realizadas no FEQDrain. Próximo ao dreno inserido no meio da camada ($x=0,565\text{m}$), há uma diferença de praticamente 14 kPa na análise sem drenos, enquanto na análise com drenos, a diferença é de aproximadamente 6 kPa.

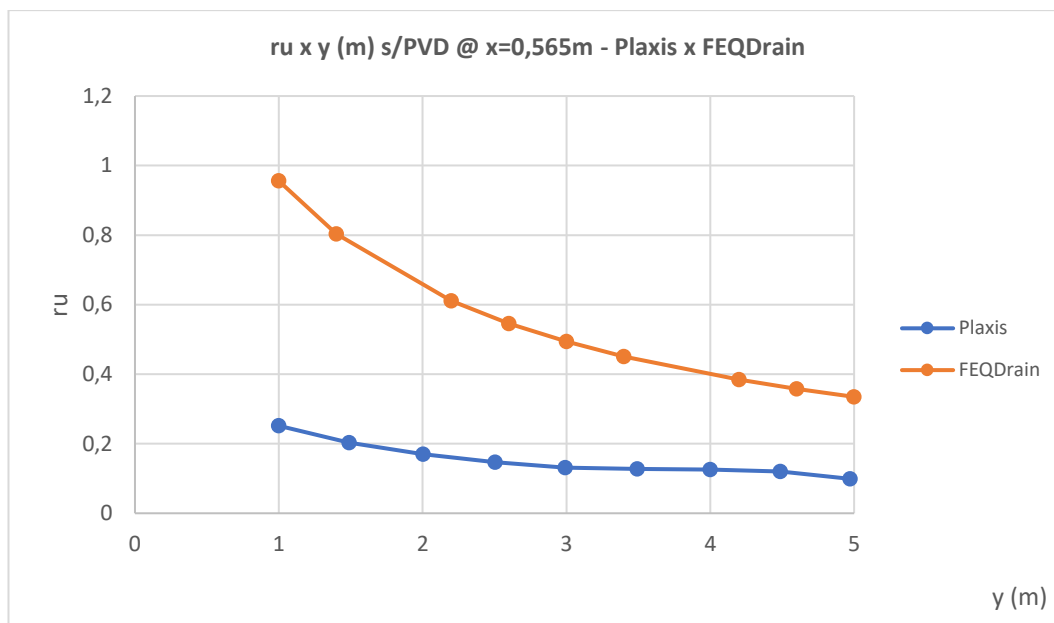


Figura 106 — Comparação dos valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia

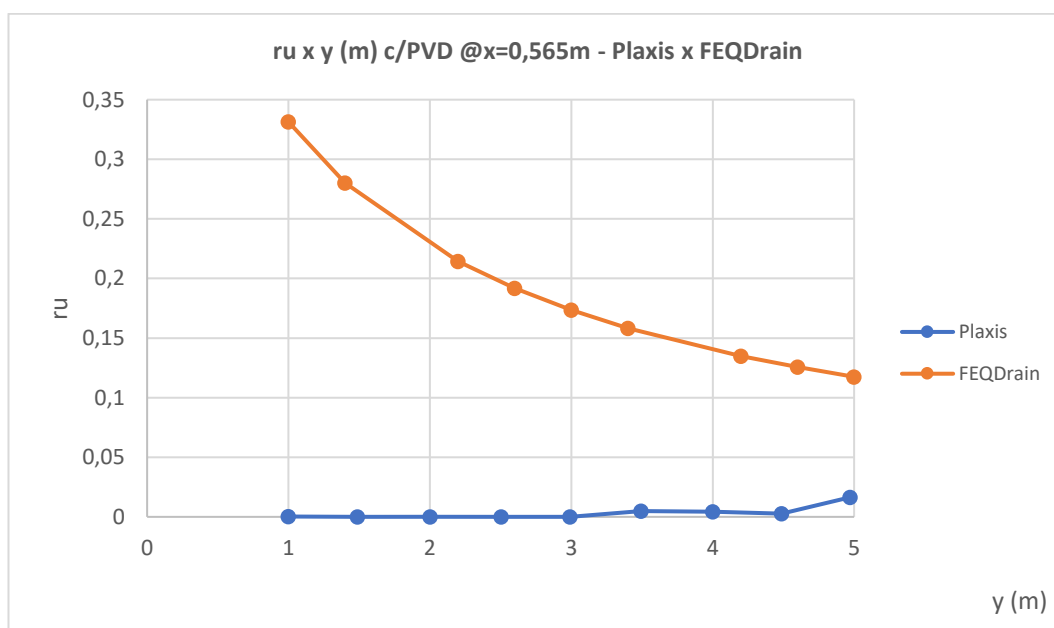


Figura 107 — Comparação dos valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia

Consequentemente, o valor de ru é maior para as análises FEQDrain do que para o Plaxis. A variação para a análise sem drenos é de $ru_{\text{máx}}$ igual a 0,95 em $y=1\text{m}$ no FEQDrain e 0,2516 na mesma cota da camada de areia. Já para a análise com drenos, $ru_{\text{máx}}$ é igual a 0,3313 em $y=1\text{m}$ no FEQDrain, enquanto no Plaxis, o valor máximo é atingido em $y=5\text{m}$, sendo igual a 0,0164.

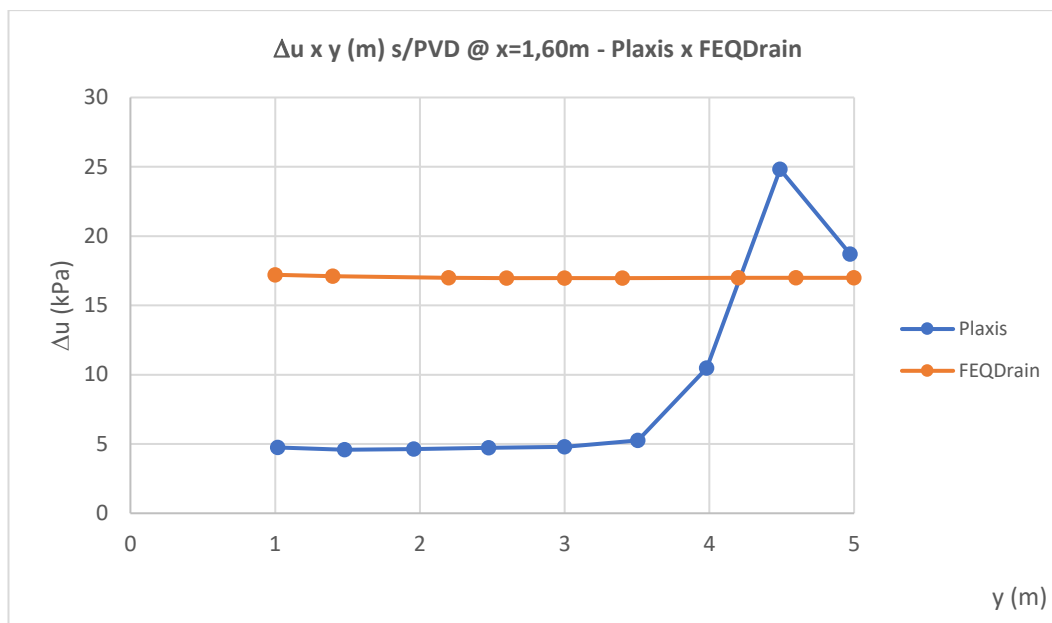


Figura 108 — Comparação dos valores de Δu em função da espessura da camada de areia

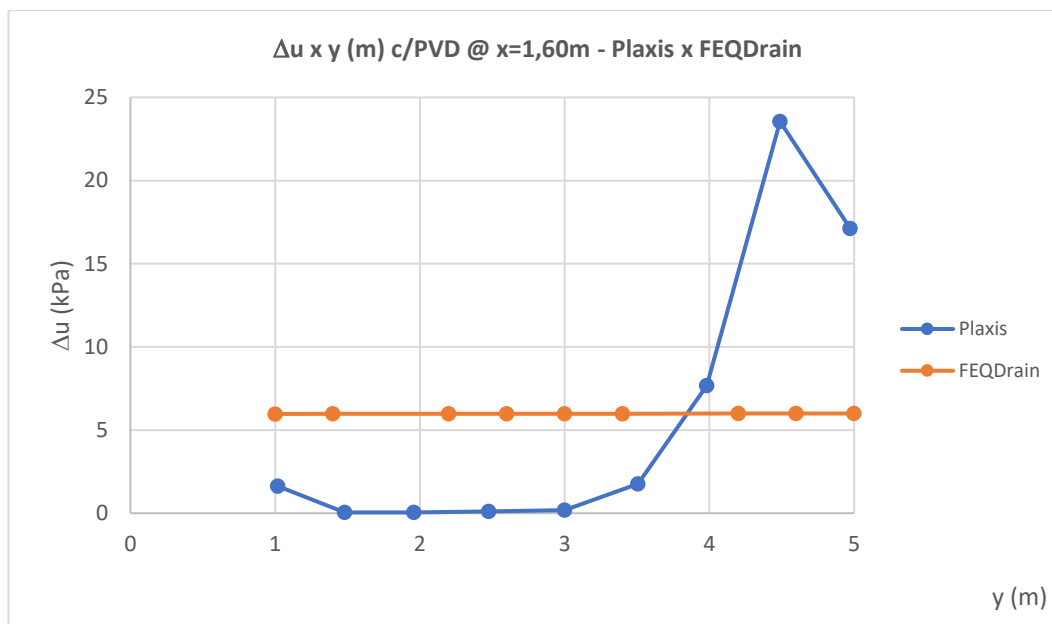


Figura 109 — Comparação dos valores de Δu em função da espessura da camada de areia

Na periferia do diâmetro efetivo do dreno, os valores do excesso de poropressão, Δu , são maiores nas análises do Plaxis a partir de $y=4m$ do que nas análises do FEQDrain. Na análise sem drenos, quando $y=1m$, há uma diferença de Δu igual a 13 kPa, com os valores de FEQDrain maiores do que do Plaxis. Os valores são iguais em $y=4,2m$ e $\Delta u = 16,984$ kPa, e a partir desse ponto os valores do Plaxis são maiores que do FEQDrain, até atingirem praticamente o mesmo valor em $y=5m$ (18,69 para Plaxis, 16,99 para FEQDrain).

Já na análise com drenos, a diferença de Δu em $y=1m$ é de aproximadamente 5 kPa, com os valores de FEQDrain maiores do que do Plaxis. Quando y é, aproximadamente, 3,75m, Δu para ambas análises atingem o mesmo valor (5,99

kPa), havendo então, um acréscimo dos valores do Plaxis e a constância dos valores obtidos no FEQDrain, atingindo uma diferença de Δu de 13 kPa em $y=5\text{m}$.

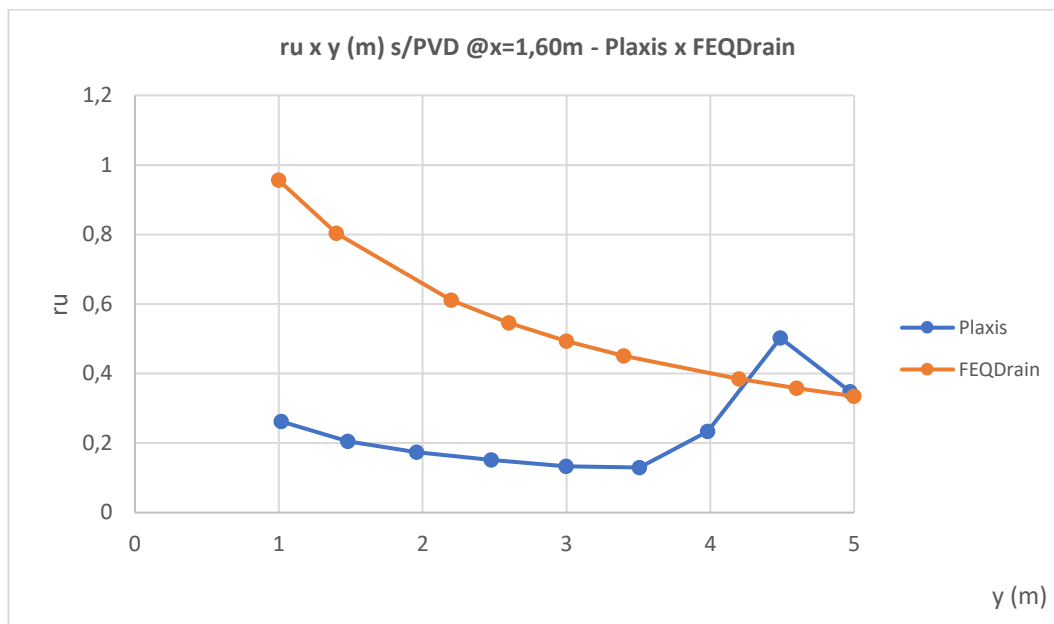


Figura 110 — Comparação dos valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia

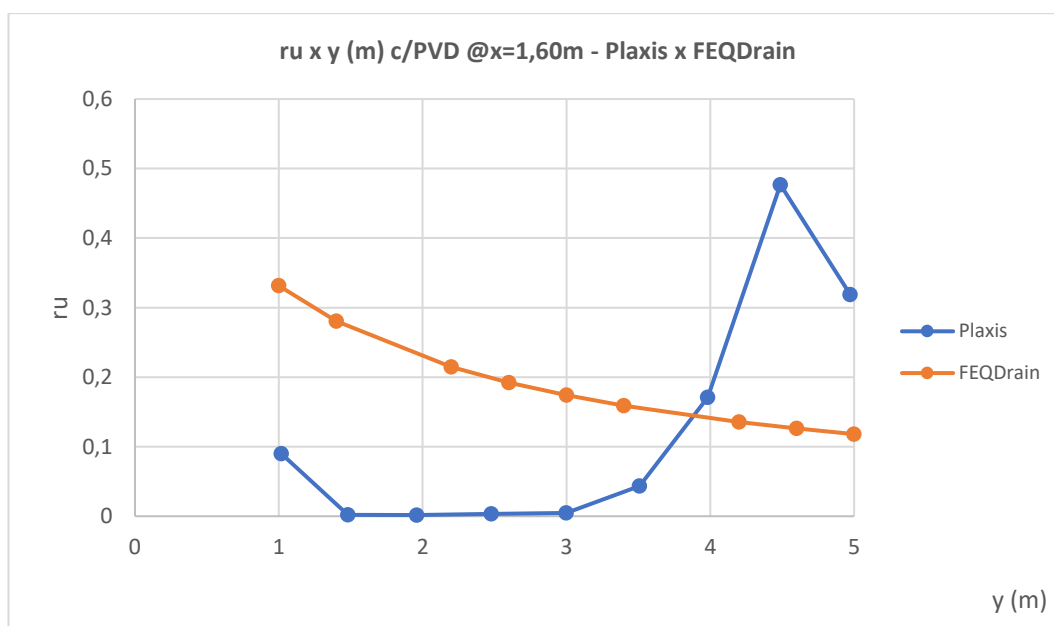


Figura 111 — Comparação dos valores do parâmetro ru em função da espessura da camada de areia

Nas Figura 110 e Figura 111, há uma comparação dos valores de ru para ambas as análises. Seguindo o padrão observado na Figura 108, na análise sem drenos, os valores do FEQDrain são inicialmente maiores do que do Plaxis, invertendo a situação para y maior do que 4,2m. Em $y=1\text{m}$, ru é igual a 0,9559 para o FEQDrain, sendo este o valor máximo por toda a camada. Já para o Plaxis, na mesma cota, o valor de ru é igual a 0,261. No entanto, o valor máximo é encontrado em $y=4,5\text{m}$, sendo igual a 0,5023. Para análises com dreno (Figura 111), o valor máximo de ru

para a análise no FEQDrain novamente é encontrado em $y=1\text{m}$ (0,3315) e no Plaxis em $y=4,5\text{m}$ (0,4768).

6.4.4. Comentários das Análises

O primeiro ponto a ser observado é de que os valores de excesso de poropressão encontrados tanto para o ponto próximo do dreno quanto para o ponto na periferia do diâmetro efetivo são os mesmos. A justificativa, como dito anteriormente, está na implementação do código do FEQDrain. Ao inserir a opção da não utilização de drenos ($k_{opt} = 1$), não é possível inserir dados de dimensões do depósito de solo, sendo considerado então, um depósito de comprimento igual a 1m , onde o dreno se encontra na extremidade esquerda, em $x=0\text{m}$, como observado na Fig. 80.

No entanto, dos resultados da análise é possível observar que há a dissipação do excesso de poropressão gerado pelo sismo através do dreno, fazendo com que o ru atingido logo abaixo da camada de argila ($y=1\text{m}$) diminua de, aproximadamente, 0,9, ocorrendo liquefação, para 0,33, logo, mitigando a ocorrência desse fenômeno. A grande diferença de permeabilidade dos dois materiais pode fazer com que ocorra a presença de *water films* que são finas camadas de água, desestabilizando o material e causando a ocorrência da liquefação.

Os resultados observados na análise do Plaxis não seguem a mesma uniformidade observada nos resultados do FEQDrain. É observado, como anteriormente, que há a dissipação de poropressão gerado através do dreno para ambos os pontos: $x=0,565\text{m}$ e $x=1,60\text{m}$. Como suposto, a dissipação pelos drenos é maior próximo deles do que na periferia do diâmetro efetivo. Próximo ao valor do diâmetro efetivo, $x=1,60\text{m}$, os valores de poropressão gerados são praticamente os mesmos.

6.5. Análise de uma barragem no Plaxis 2D

Uma barragem sujeita à carregamento cíclico foi utilizada como exemplo para observar a dissipação de poropressão gerada. Para este trabalho, na modelagem desenvolvida utilizou-se o modelo PM4Sand. O modelo simula o comportamento das areias sob solicitações dinâmicas, com a geração de poropressão, liquefação e comportamento do solo pós-liquefação.

Segundo Vilhar *et al.* (2018), o modelo é melhor comparado a outros que trabalham com liquefação devido ao pequeno número de parâmetros à serem calibrados, sendo estes relacionados com ensaios de investigação geotécnica: D_r , SPT, CPT e V_s . O modelo foi desenvolvido por Boulanger e Ziotopolou e teve sua primeira versão lançada em 2010, onde a versão atual é a 3.1 de 2017. É definido em termos de tensões efetivas e em condições de contorno de deformação plana. Para este modelo, a liquefação é definida em termos de ru , seguindo a equação abaixo.

$$ru = 1 - \frac{\sigma_v}{\sigma_{vo}} \quad (6.41)$$

Os contornos laterais utilizados são os mesmos citados acima para o outro carregamento: *free-field* para a solicitação dinâmica e *viscous* para a solicitação

estática. Os drenos foram modelados conforme mostrado no item 6.2 utilizando um espaçamento s de 1m. Os dados utilizados são mostrados na Tabela 16.

Tabela 16 – Propriedades Utilizadas para Análise

Solo	Parâmetro	Valor
Core Modelo Mohr-Coulomb	<i>Drainage Type</i>	<i>Undrained (B)</i>
	γ_{unsat} (kN/m ³)	16
	γ_{sat} (kN/m ³)	18
	α	0
	β	0
	E' (kN/m ²)	1500
	v_{ur}	0,35
	G (kPa)	555,6
	E_{oed} (kPa)	2407
	k_x (m/dia)	0,1E-3
	k_x (m/dia)	0,1E-3
	su_{ref} (kN/m ²)	5
Fill Modelo Mohr-Coulomb	<i>Drainage Type</i>	<i>Drained</i>
	γ_{unsat} (kN/m ³)	22
	γ_{sat} (kN/m ³)	22
	α	0
	β	0
	E' (kN/m ²)	20,00E3
	v_{ur}	0,33
	G (kPa)	7519
	E_{oed} (kPa)	29,63E3
	ϕ'	31
	k_x (m/dia)	1,0
	k_x (m/dia)	1,0
	c'_{ref} (kN/m ²)	5
Areia PM4Sand	<i>Drainage Type</i>	<i>Undrained (A)</i>
	γ_{unsat} (kN/m ³)	18
	γ_{sat} (kN/m ³)	19
	α	0,096
	β	0,79E-3
	Dr_0	0,55
	G_0	677
	G (kPa)	5000
	hp_0	0,4
	em_{ax}	0,8
	E_{min}	0,5
	nb	0,5
	nd	0,1
	v_u	0,33
	ϕ'	33
	k_x (m/dia)	0,6
	k_x (m/dia)	0,6

O modelo utilizado é mostrado na Figura 112 (cima), enquanto a qualidade da malha é mostrada na Figura 112 (baixo), com valores variando entre 1,0 e 0,4 na base dos drenos. A camada de areia possuía 30 m de espessura e 260 m de largura, enquanto a barragem possuía 30 m de altura.

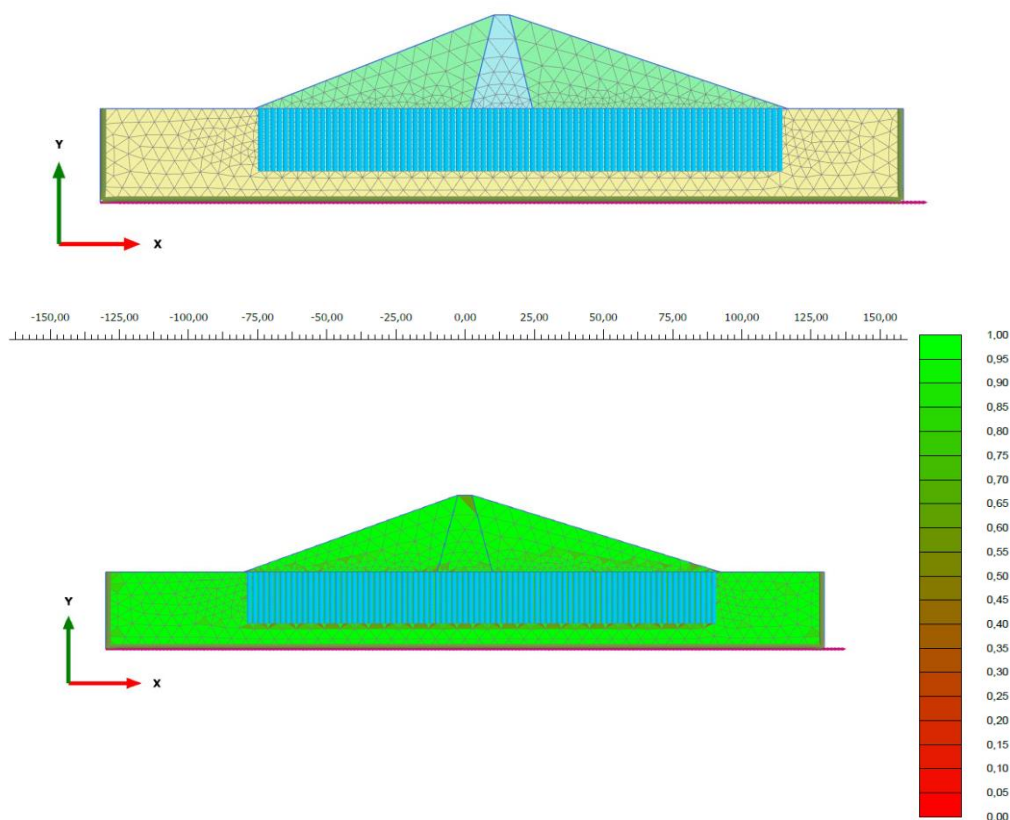


Figura 112 — Modelo utilizado: a) definido no Plaxis; b) qualidade da malha

O terremoto utilizado foi o terremoto de Chi-Chi ocorrido em Taiwan em 1999. O terremoto tinha a magnitude de 7,2 e os dados utilizados foi da estação TCU045, distante 77,5 km do epicentro. Inicialmente, utilizou-se as acelerações originais obtidas pelo acelerograma, mostrado na Figura 113, mas devido aos baixos valores de poropressão desenvolvidas, usou-se um fator de escala de 8, aumentando em 8 vezes o valor das acelerações, como mostrado na Figura 113.

As análises foram divididas em três etapas: a primeira etapa consistia na fase inicial para medições das tensões iniciais provenientes do solo e dos valores de poropressão. A análise seguinte era do carregamento cíclico com drenos utilizando o método Dynamic with Consolidation de cálculo. Já a terceira análise, iniciada logo após a fase inicial, era do carregamento cíclico sem a utilização de drenos.

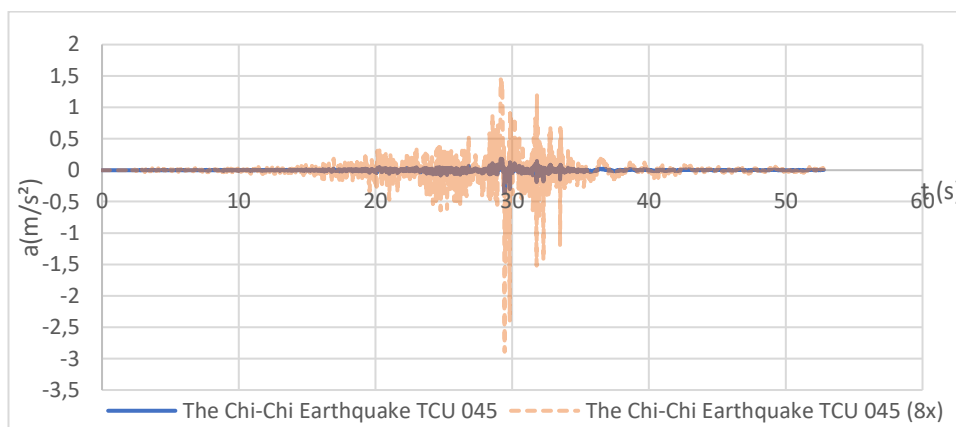


Figura 113 — Acelerograma do terremoto de Chi-Chi

6.5.1. Resultado da Análise Executada com Drenos

A Figura 114a mostra a malha deformada que para o caso da análise com drenos foi um deslocamento máximo de 0,1574 m ocorrido no elemento 484 no nó 41. Já na Figura 114b, é possível observar onde os deslocamentos são máximos na direção y, cujo valor máximo é de -0,1457m na crista da barragem.

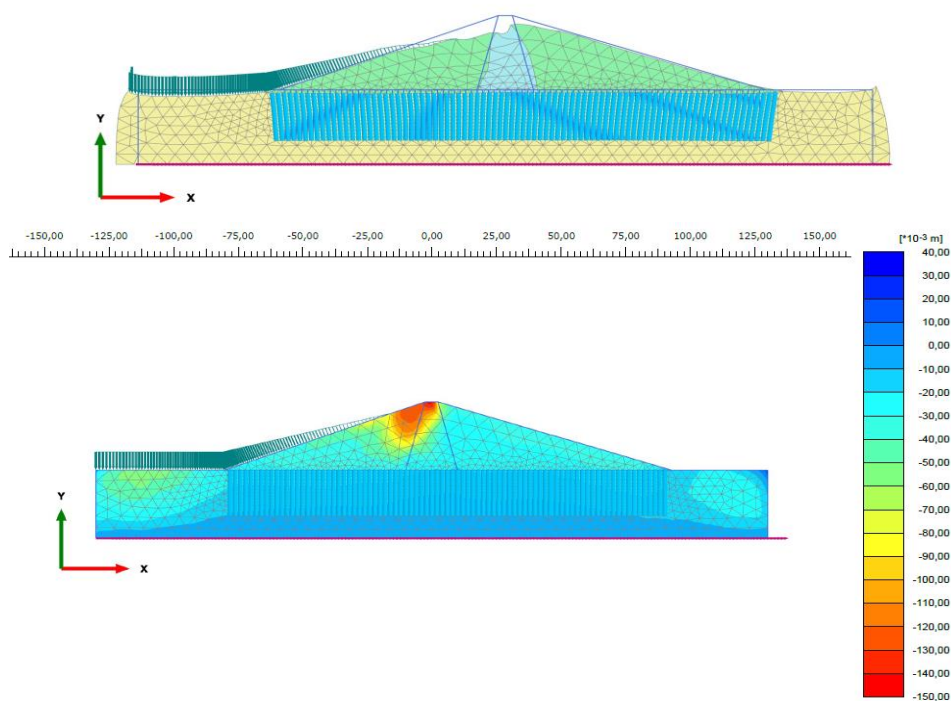


Figura 114 — Resultado da análise dinâmica: a) melhor deformada; b) valor máximo de deformação em y (u_y)

O excesso de poropressão máximo gerado durante o carregamento é observado na Figura 115. Na figura observa-se que o máximo de poropressão de -120kPa fora desenvolvido próximo dos contornos do modelo, tanto na base quanto lateralmente, exceto pela área onde os drenos estão instalados.

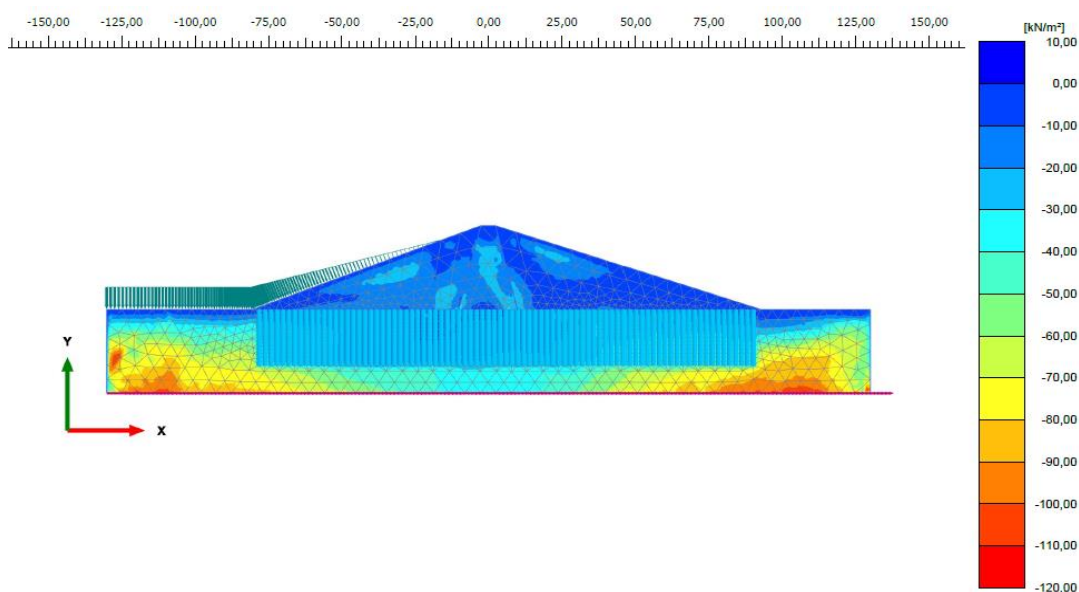


Figura 115 — Excesso de poropressão gerado durante o carregamento

Como o modelo PM4Sand é um modelo desenvolvido para observar o comportamento de areias sob carregamento cíclico, o parâmetro ru é um parâmetro de estado do modelo. Assim, na Figura 116 é possível observar o máximo valor de ru ocorrido por todo carregamento, onde o máximo observado foi de 0,91.

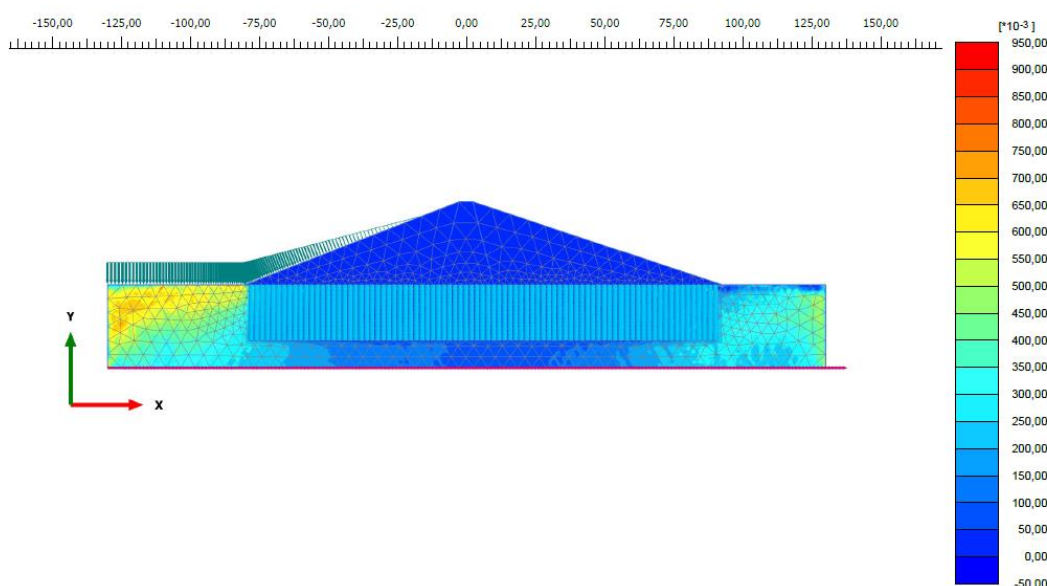


Figura 116 — Máximo valor de ru gerado durante o carregamento

Outro ponto observado foi o da velocidade na direção x através da barragem. Nota-se que o centro da barragem e da camada de areia são os pontos com maiores velocidades, sendo ali o máximo valor de $7,751 \times 10^{-3}$ m/s alcançado.

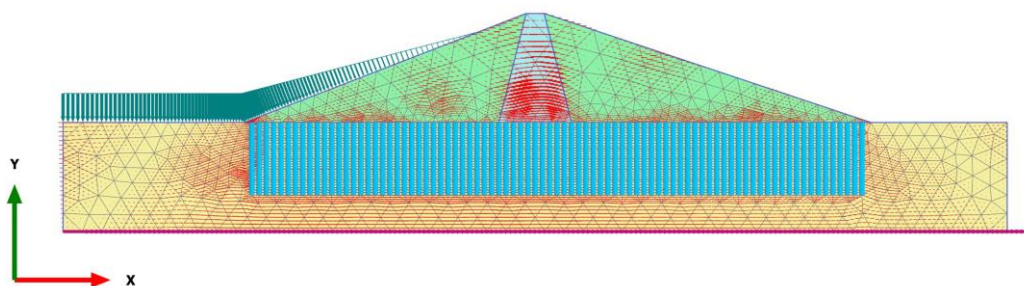


Figura 117 — Velocidade na direção x durante a análise

6.5.2. Resultado da Análise Executada sem Drenos

Para o caso sem drenos, a malha deformada é mostrada na Figura 118, cujo deslocamento máximo é de 0,1611m. O deslocamento máximo na direção de y observado é de -0,1497m, sendo no mesmo local do que da análise com drenos. O máximo de poropressão gerado durante o carregamento foi de -120,8 kPa como mostra a Figura 119, atingindo então o ru máx de 0,9115 como mostrado na Figura 120. A velocidade na direção x do modelo é observada na Figura 121, onde o máximo valor de aproximadamente 9×10^{-3} m/s

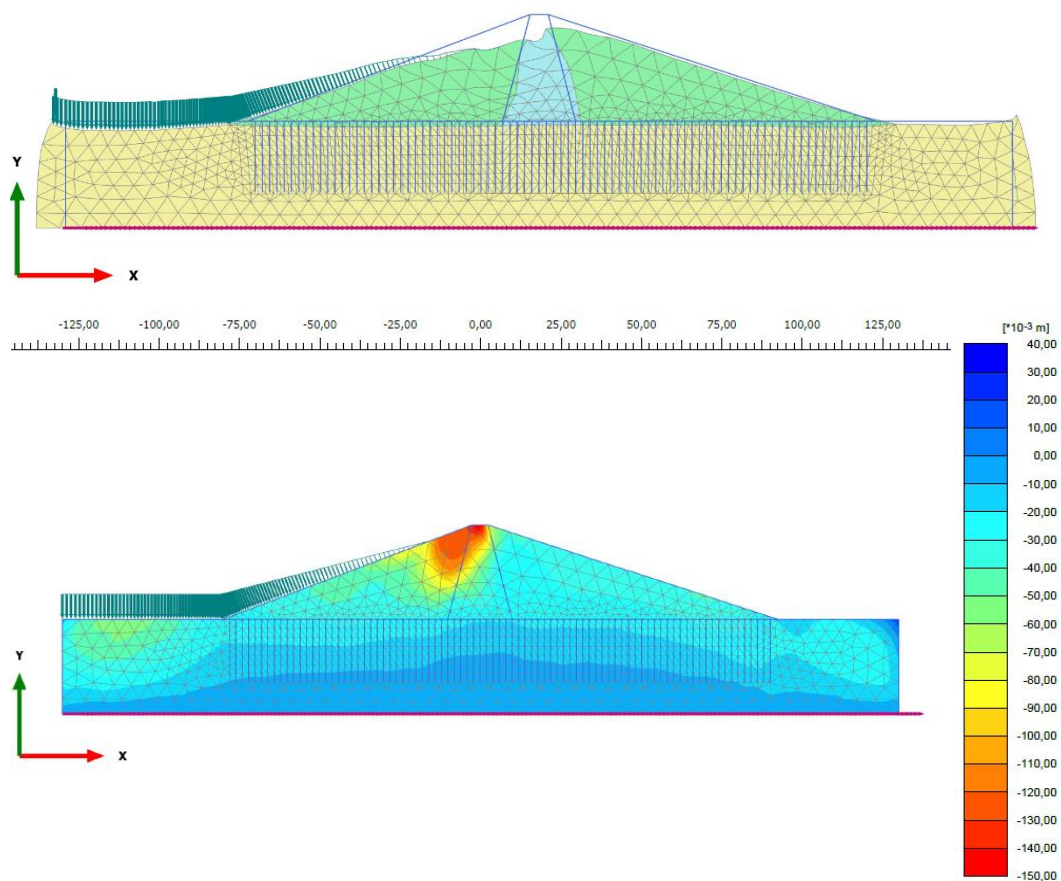


Figura 118 — Resultado da análise dinâmica: a) melhor deformada; b) valor máximo de deformação em y (u_y)

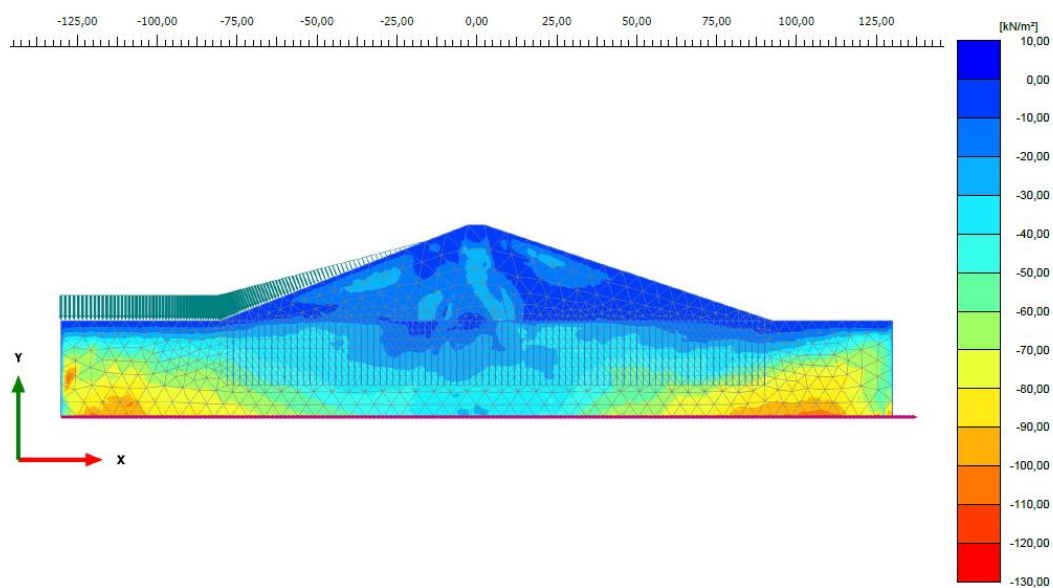


Figura 119 — Excesso de poropressão gerado durante o carregamento

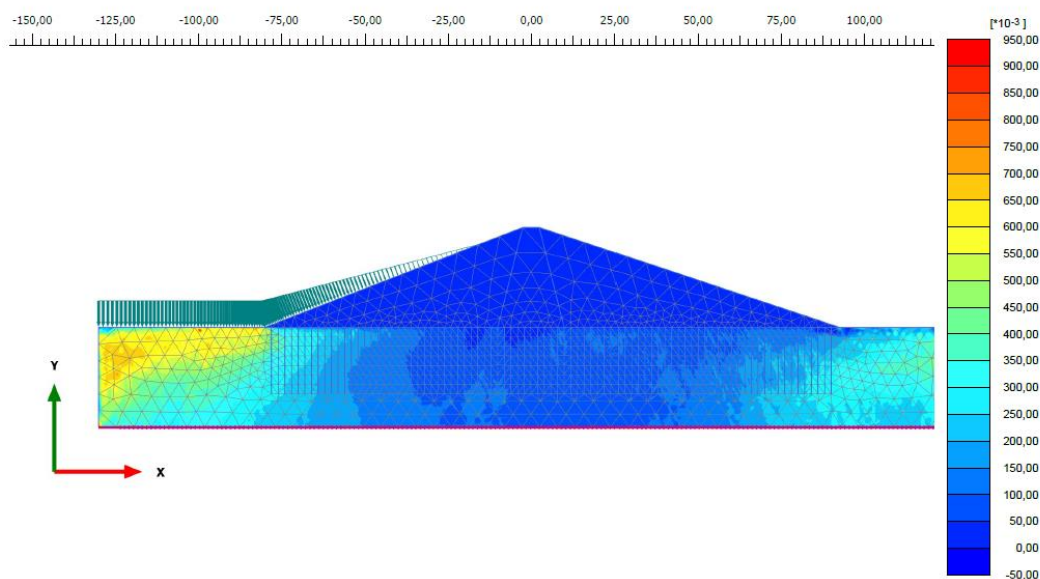


Figura 120 — Máximo valor de ru gerado durante o carregamento

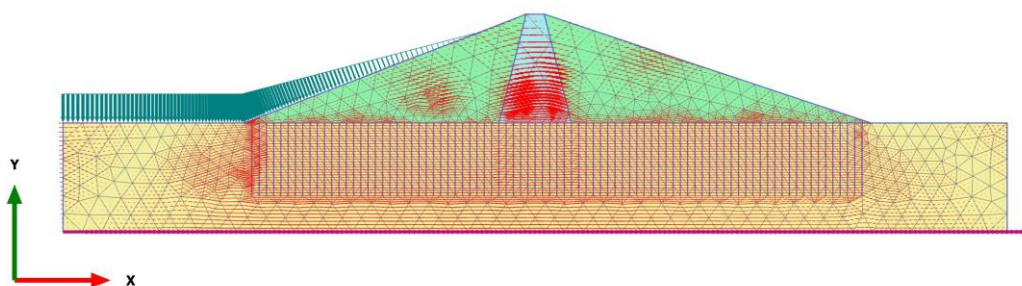


Figura 121 — Velocidade na direção x durante a análise

6.5.3. Comparação dos Valores e Comentários

Para observar a geração e dissipação através dos drenos, pontos em $x=3\text{m}$ para diferentes profundidades foram escolhidos. Para $y=-0,71\text{m}$, mostrado na Figura 122, há a geração de poropressão de -10 kPa próximo de 25s para a análise sem drenos, enquanto na análise com drenos o valor no mesmo tempo t é de, aproximadamente, $-7,5\text{ kPa}$. Nota-se, também, um alto valor de poropressão positiva gerada após os 30s de carregamento, alcançando quase 20kPa quando t se aproxima de 45s .

No ponto onde $y=-8,571\text{m}$ (Figura 123), a poropressão máxima é gerada quando t está próximo de 35s alcançando, aproximadamente, $22,5\text{ kPa}$ para a análise sem drenos. Na análise com drenos, o valor de poropressão decresce para quase 8 kPa , havendo então uma eficiência do dreno ao dissipar $14,5\text{ kPa}$ da poropressão gerada. Para este ponto ainda é observada a poropressão positiva, atingindo dessa vez o valor máximo de $7,5\text{ kPa}$.

O valor de poropressão positiva diminui para menos que 5 kPa no ponto de $y=-17,857\text{m}$. Neste ponto, a poropressão mínima é igual à -35 kPa quando t é aproximadamente 30s na análise sem drenos. Para a análise sem drenos, no mesmo

tempo t , o valor de poropressão é de, aproximadamente, -20 kPa, havendo mais uma vez eficácia do sistema de drenos, dissipando -15 kPa da poropressão gerada.

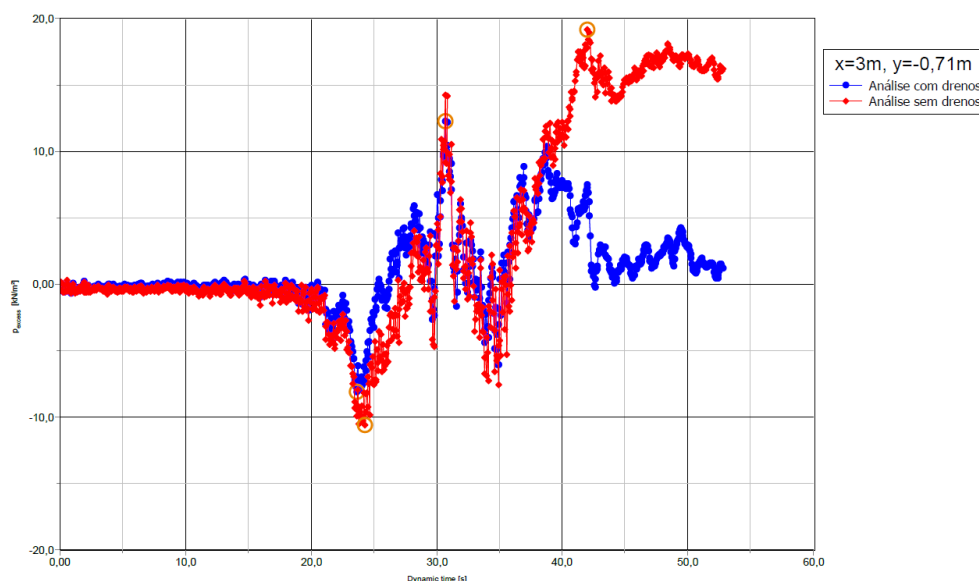


Figura 122 — Poropressão gerada em $x=3\text{m}$ e $y=-0,71\text{m}$

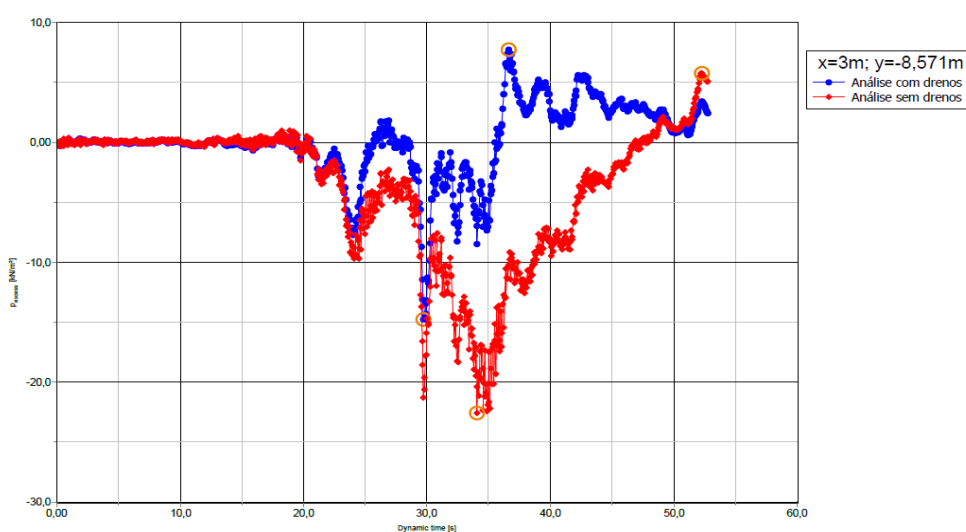


Figura 123 — Poropressão gerada em $x=3\text{m}$ e $y=-8,571\text{ m}$

Como os drenos foram instalados até a profundidade de 20m, a próxima análise onde $y=-25,075\text{m}$ foi feita para confirmar se haveria alguma diferença nos valores de poropressão atingidos. Como imaginado, por não estar próximo aos drenos instalados, os valores de poropressão para ambas análises foram aproximadamente iguais, como mostrado na Figura 125.

Valores iguais foram observados em ambas análises também para o ponto onde $x=121,51\text{m}$ e $y=-11,293\text{m}$, mostrado na Figura 126, corroborando o fato de que na modelagem sem a presença de drenos, as poropressões desenvolveriam igualmente. A variação de poropressão através da camada em $x=3\text{m}$ é observada nas Figura 127 para a análise com drenos e 128 para a análise sem drenos.

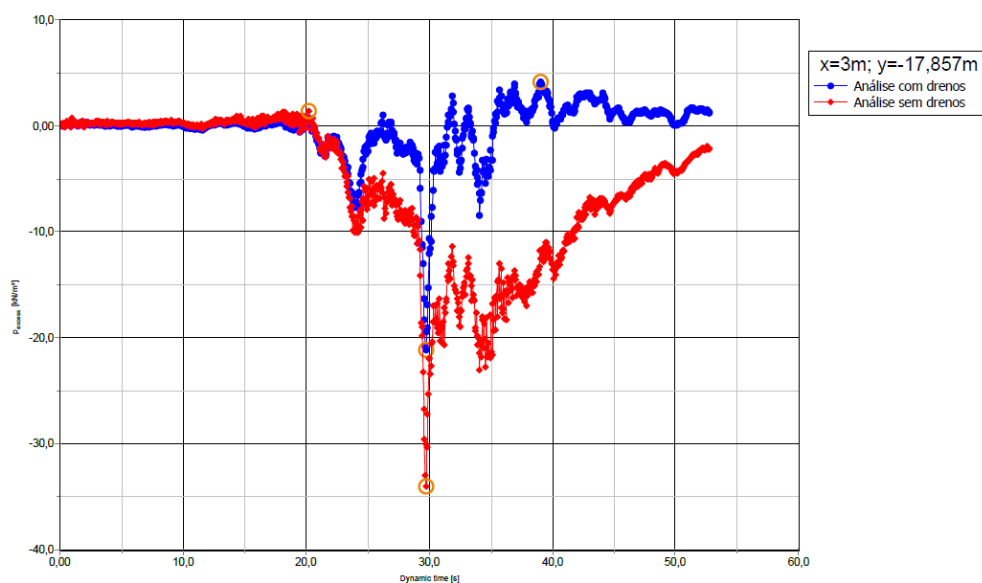


Figura 124 — Poropressão gerada em $x=3\text{m}$ e $y=-17,857\text{ m}$

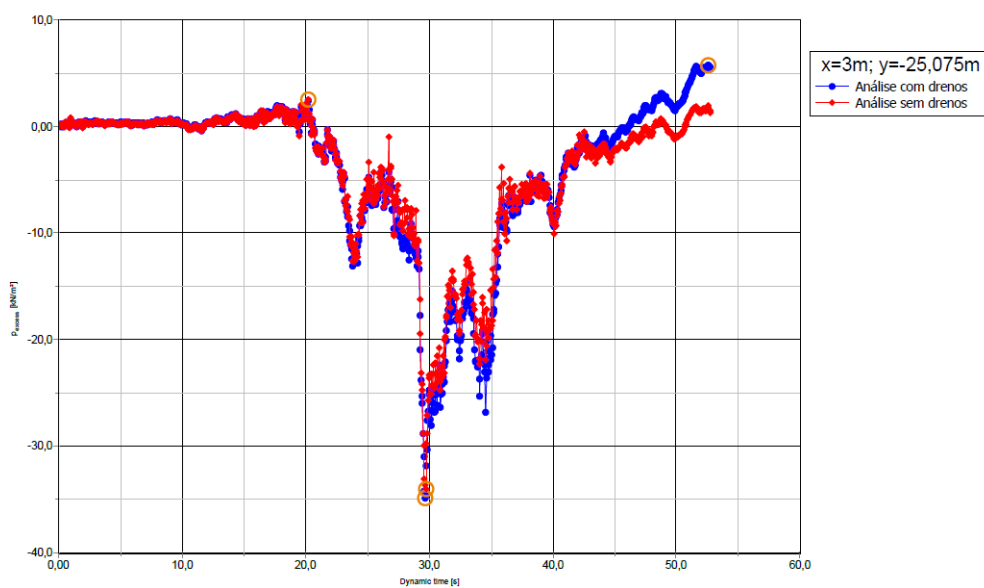


Figura 125 — Poropressão gerada em $x=3\text{m}$ e $y=-25,075\text{ m}$

Como observado pelas figuras anteriores, mesmo com o aumento de escala do terremoto utilizado, as poropressões geradas foram baixas para poder gerar liquefação no solo. No entanto, foi observado através dessas análises, que o dreno funciona como um elemento dissipador da poropressão gerada durante esse carregamento cíclico, dissipando no máximo até $141,68\text{e-}6\text{ m}^3/\text{dia/m}$.

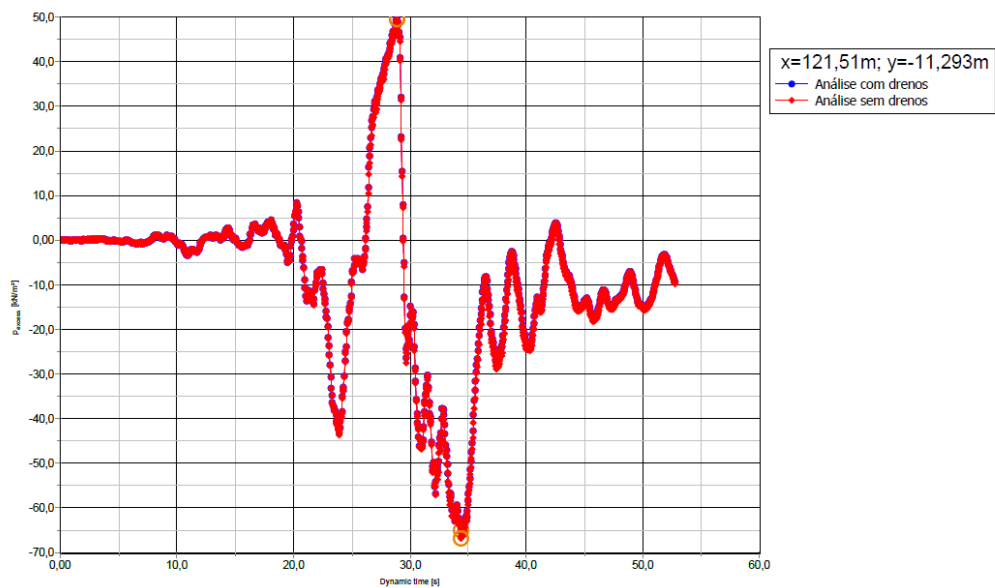


Figura 126 — Poropressão gerada em $x=121,51$ m e $y=-11,293$ m

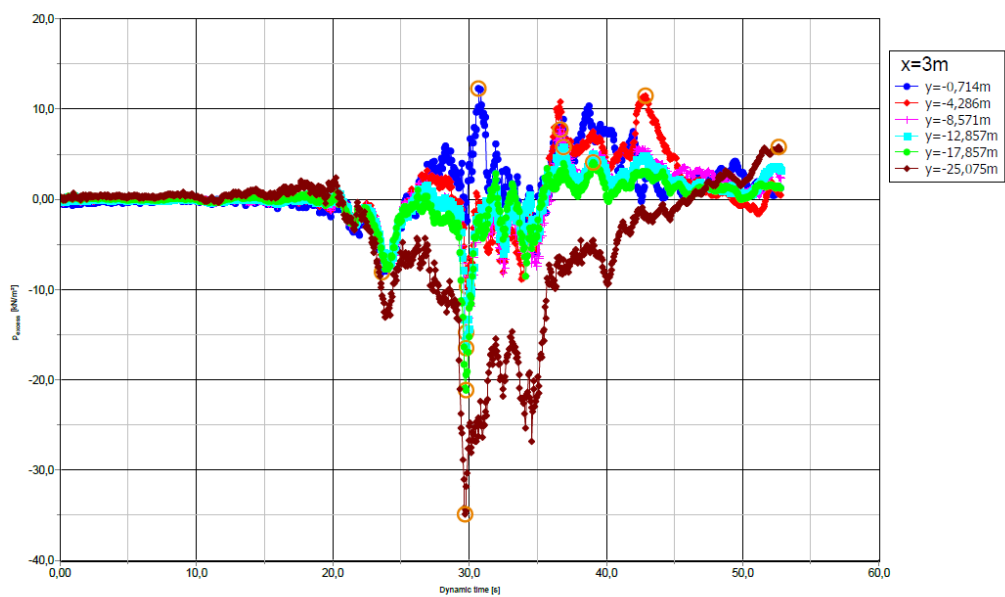


Figura 127 — Poropressão gerada por toda a camada em $x=3m$ para a análise com drenos

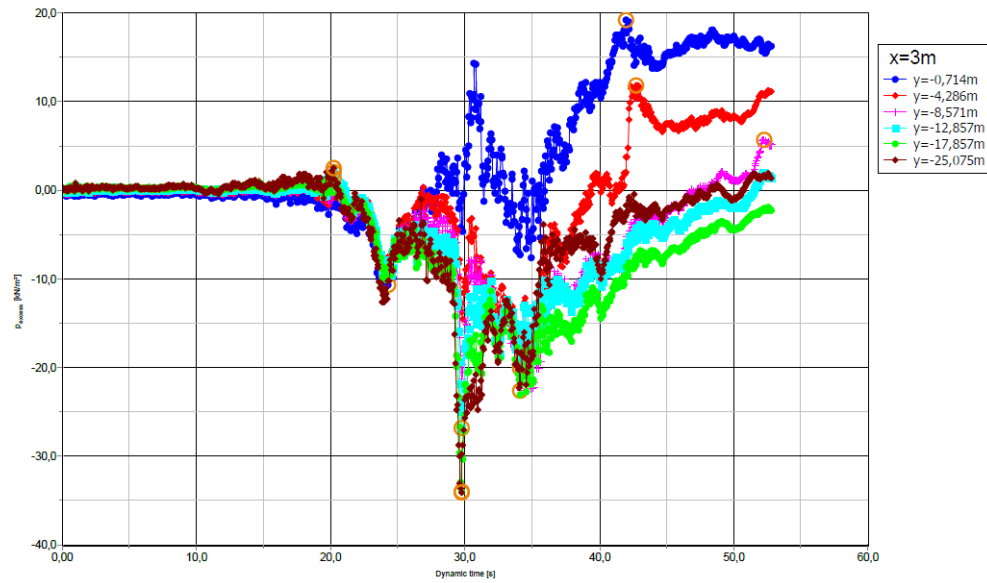


Figura 128 — Poropressão gerada por toda a camada em $x=3\text{m}$ para a análise sem drenos

7. Conclusão e Recomendação para Trabalhos Futuros

7.1. Conclusões

Liquefação é um problema que vem ocorrendo com frequência e estudado desde 1964 com os acontecimentos do terremoto do Alaska, EUA e Niigata, Japão. Pesquisas extensas foram feitas a fim de entender o comportamento dos solos a esse aumento de poropressão e quais tipos de solos seriam os mais afetados por esse fenômeno.

De posse dos resultados, se tornou necessário buscar ações que pudessem evitar a ocorrência desse fenômeno tão prejudicial a estruturas e, conseqüentemente, vidas humanas. Dentre as várias opções de mitigação, encontra-se a utilização de drenos. Os drenos tem como função principal diminuir o caminho necessário para a poropressão gerada pelo carregamento poder dissipar.

Inicialmente, utilizava-se drenos de brita compactadas e não se sabia se a melhoria ocorrida na camada de solo era devido a utilização de drenos ou a compactação prévia antes da instalação. Uma alternativa para drenos de brita são os drenos geocompósitos, chamados também de PVDs (*Prefabricated Vertical Drains*), que possuem um coeficiente de permeabilidade aproximadamente 100 vezes maior do que os drenos de brita.

Até o exato momento, locais onde PVDs foram instalados não sofreu um carregamento cíclico tamanho que pudesse demonstrar sua eficácia. Dado isso, certos métodos de cálculo foram desenvolvidos a fim de entender a geração de poropressão nessa camada de solo e sua dissipação através dos drenos.

Este trabalho buscou entender como ocorre o fenômeno de liquefação: primeiramente, através da susceptibilidade dos solos, depois como o mesmo é iniciado, através da relação entre a razão de tensão cíclica (CSR) e razão de resistência cíclica (CRR). Subsequentemente, houve um entendimento sobre liquefação estática e a estimativa de deslocamentos ocorridos durante a liquefação. Mesmo sendo excluídos no início dos estudos, pesquisadores mostraram que ocorre aumento de poropressão nesses perfis.

Utilizando dois *softwares*: FEQ Drain, desenvolvido por Pestana (1997) e PLAXIS, desenvolvido pela Bentley (1987), buscou-se entender como funciona a geração de poropressão em solos e com eles são dissipados através dos drenos. No primeiro programa, uma análise de uma coluna de solo, correspondente a área efetiva do dreno foi executada, repetindo a mesma modelagem para o Plaxis. Na segunda modelagem desenvolvida, uma barragem de 30 m de altura sobrejacente uma camada de areia de 30m era sujeita à um carregamento cíclico proveniente do acelerograma do terremoto de Chi Chi em 1999. Para ambas as modelagens foi observado que a utilização de drenos é um ótimo método para diminuição da poropressão gerada durante o cisalhamento do material.

7.2. Recomendação para Trabalhos Futuros

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se uma atualização nos trabalhos desenvolvidos por Marinucci (2010) e Meservy (2017), onde uma modelagem inicial em um *software* é elaborada e uma modelagem em centrífuga é

utilizada para corroborar os resultados. Uma outra sugestão que também envolve a modelagem em centrífugas, seria a elaboração de um código mais atualizado, visto que FEQ Drain foi desenvolvido em 1997, e com uma base de dados de solos maior, para ter uma compreensão maior na geração e dissipação das poropressões.

8. Referências Bibliográficas

- Abdoun, T., Gonzalez, M., Thevanayagam, S., Dobry, R., Elgamal, A., Zeghal, M., Mercado, V., El Shamy, U. **Centrifuge and large-scale modeling of seismic pore pressures in sands: cyclic strain interpretation.** J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE 139 (8), 1215–1234, 2013.
- Abuel-Naga, H., Bouazza, A. **Equivalent diameter of a prefabricated vertical drain.** Geotextiles and Geomembranes, 27(3), 227–231, 2009.
- Aida, I., Kinjiro K., Tokutaro H., Takao M. **A Tsunami Accompanying the Niigata Earthquake of June 16, 1964.** Bull. Earthquake Research Institute, Univ. Tokyo, Japan, Vol. 42, Part 4, Dec. 1964, pp 741-780
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G.A., Chameau, J.L. **Undrained monotonic and cyclic strength of sands.** Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 114 (10): 1089-1109, 1988.
- Allouche, E., Ariaratnam, S., Lueke, J. **Horizontal Directional Drilling: Profile of an Emerging Industry.** Journal of Construction Engineering and Management-ASCE - J Constr Eng Manage-ASCE. 126, 2000.
- Ambraseys, N. N. **Engineering seismology.** Earthquake Eng. and Structural Dynamics 17(1), 1–105, 1988.
- Andersen, K., Kleven, A., Heien, D. **Cyclic soil data for design of gravity structures.** J. Geotechnical Eng. Div., ASCE 114(5), 517–39, 1988.
- Andrews, D.C.A., Martin G.R. **Criteria for Liquefaction of Silty Soils.** Proc. 12th WCEE, Auckland, New Zealand, 2000.
- Andrus, R. D. **In situ Characterization of Gravelly Soils That Liquefied in the 1983 Borah Peak Earthquake.** Ph.D. dissertation, The University of Texas at Austin, 533 pp, 1994.
- Andrus, R. D., Stokoe II, K.H., Juang, C.H. **Guide for shear-wave-based liquefaction potential evaluation.** Earthquake Spectra, v. 20, n. 2, pp. 285-308, 2004.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., II. **Liquefaction resistance based on shear wave velocity.** NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, UT, Technical Report NCEER-97-0022, T. L. Youd and I. M. Idriss, eds. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 89–128, 1997.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., II. **Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity.** J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2000.
- Arango, I. **Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations.** J. Geotechnical Eng., ASCE 122(11), 929–36, 1996.
- Atkinson, G. 2016. **Analysis of Ground Motions from Nov. 5, 2015 Earthquake Sequence near Fundão Dam, Brazil.** Report to CGSH on July 20, 2016.
- Atkinson, G. e Boore, D. **Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America.** Bull. Seismol. Soc. Am. v. 96, pp. 2181–2205, 2006.
- Atkinson, G. e Boore, D. **Erratum to “Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America”.** Bull. Seismol. Soc. Am., v. 97, p. 1032, 2007.
- Atkinson, G. e Boore, D. **Modifications to existing ground motion prediction equations in light of new data.** Bull. Seismol. Soc. Am. v. 101, n.3, pp.1121-1135, 2011.
- Atkinson, M.S., Eldred, P.J.L. **Consolidation of soil using vertical drains.** Géotechnique, 31(1): 10pp, 1981.

Barrantes, P.R.E. **Análise sísmica e hidromecânica de uma barragem de terra zonada no Peru**. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 191p., 2013.

Bartlett, S. F., Youd, T. L. **Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread**. J. Geotechnical Eng., ASCE 121(4), 316–29, 1995.

Bartlett, S.F., Youd, T.L. **Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction induced lateral spread**. Technical Report NCEER-92-0021, National Center for Earthquake Engineering Research, 1992.

Bathe, K. J., Wilson, E. L. **Numerical Methods in Finite Element Analysis**. Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 1976.

Baziar, M. H., Dobry, R., Elgamal, A. W. M. **Engineering evaluation of permanent ground deformation due to seismically-induced liquefaction**. Technical Report NCEER-92- 0007, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, 2 vols, 1992.

Beaty, M. H. and Byrne, P. M. **Observations on the San Fernando dams**. Proc., 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 2001.

Beaty, M., Byrne, P. **An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand**. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE Geotechnical Special Publication, n.75, pp. 766–777, 1998.

Beaty, M.H. and Byrne, P.M. **UBCSAND constitutive model Version 904aR**. Document report: UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM. Disponível em: < <http://www.itasca-udm.com/pages/continuum.html>>. Acesso em 05 de maio de 2020.

Been, K., Jefferies, M.G. **A state parameter for sands**. Géotechnique, 35(2): 99–112, 1985.

Been, K., Jefferies, M.G., Hackey, J. **The critical state of sand**. Géotechnique, 41 (3): 365–381, 1991.

Bishop, A.W. **Progressive failure: with special reference to the mechanism causing it**. Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo, vol. 2, pp. 142–150, 1967.

Booker, J. R., Rahman, M. S., Seed, H. B. **GADFLEA— A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading**. Rep. No. EERC 76-24, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, Calif., 1976.

Bouckovalas, G. D, Papadimitriou, A. G, Niarchos, D. **Gravel drains for the remediation of liquefiable sites: The Seed & Booker (1977) approach revisited**. Proceedings of International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering—From Case History to Practice, IS-Tokyo 2009, 2009.

Bouckovalas, G., Andrianopoulos, K., Papadimitriou, A. **A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 23, 2003.

Boulanger, R. W. **High overburden stress effects in liquefaction analyses**. J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 129(12), 1071–082, 2003.

Boulanger, R. W., Idriss, I. M. **Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays**. Report No. UCD/CGM-04/01, Center for

Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 2004.

Boulanger, R. W., Truman, S. P. **Void redistribution in sand under post-earthquake loading.** Canadian Geotechnical Journal, 33, 829-834, 1996.

Boulanger, R., Idriss, I. **CPT and SPT based liquefaction triggering procedures.** Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, 2014.

Boulanger, R.W., Idriss, I. M. **Evaluation of cyclic softening in silts and clays.** J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 133(6), 641–52, 2007.

Boulanger, R.W., Ziotopoulou, K. **PM4Sand (Version 3.1): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications.** Report No. UCD/CGM-15/01, 112p, 2017.

Bray, J. D., Dashti, S. **Liquefaction-Induced Movements of Buildings with Shallow Foundations.** International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 2010.

Bray, J.D., Sancio, R.B., Durgunoglu, H.T., Onalp, A., Seed, R.B., Stewart, J.P., Youd, T.L., Baturay, M.B., Cetin, K.O., Christensen, C., Karadayilar, T., Emrem, C. **Ground failure in Adapazari, Turkey.** 15th ICSMGEg, TC4 satellite conference on Lessons learned from recent strong earthquakes, Istanbul, Turkey, August, 2001.

Brennan, A., Madabhushi, G. **Effectiveness of vertical drains in mitigation of liquefaction.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 22, 2002.

Brocher, T., Filson, J., Fuis, G., Haeussler, P., Holzer, T., Plafker, G., Blair, J. **The 1964 Great Alaska Earthquake and Tsunamis - A modern perspective and enduring legacies.** U.S. Geological Survey Fact Sheet 2014, 2014.

Bustamante, T. **Avaliação do Comportamento Dinâmico de um Muro de Gravidade.** Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 191p., 2010.

Byrne, P.M. **A model for predicting liquefaction induced displacements.** Proc., Second International Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 2, 1027-1035, 1991.

Byrne, P.M., Janzen, W. **SOILSTRESS: A computer program for nonlinear analysis of stresses and deformations in soil.** Soil Mechanics Series #52, Dept. of Civil Engineering, Univ. of British Columbia, updated Jan. 1989., 1981.

Byrne, P.M., Salgado, F., Jitno, H. **Earthquake induced displacement of soil structure systems.** Proc., Tenth World Conf. on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, Vol. 3, 1407-1412, 1992.

Carmo, F., Kamino, L., Junior, R., Campos, I., Carmo, F., Silvino, G., Castro, K., Mauro, M., Uchoa, N., Miranda, M., Pinto, C. **Fundão tailings dam failures: The environment tragedy of the largest technological disaster of Brazilian mining in global context.** Perspectives in Ecology and Conservation. 2017.

Casagrande, A. **Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands - A Critical Review.** Harvard Soil Mechanics Series No. 88, Cambridge, Mass. 1976.

Casagrande, A. **Liquefaction and cyclic deformations of sands.** Proc. 5th Pan. Am. Conf. Soil Mech., 5: 80-133, 1975. Buenos Aires.

Casagrande, A. **The determination of the pre-consolidation load and its practical significance.** International conference on soil mechanics and foundation engineering, Cambridge, MA Harvard University, pp.60-64. 1936.

Castro, G. **Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT6): 551-569, 1975.

Castro, G. **Liquefaction of sands**. Harvard Soil Mechanics Series. No. 81, Cambridge, Mass, 1969.

Castro, G., Keller, T. O. **Re-evaluation of the Lower San Fernando Dam**. GEI Consultants, Winchester, Mass, 1988.

Castro, G., Keller, T.O., Boynton, S.S. **Re-evaluation of the Lower San Fernando Dam: Report 1, an investigation of the February 9, 1971 slide**. U.S. Army Corps of Engineers Contract Report GL-89-2, Vols. 1 and 2, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1989.

Castro, G., Seed, R., Keller, T., Seed, H. **Steady-State Strength Analysis of Lower San Fernando Dam Slide**. Journal of Geotechnical Engineering 118, 1992.

Castro, G., Seed, R.B., Keller, T.O., Seed, H.B. **Steady-state strength analysis of Lower San Fernando Dam slide**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118(3), 406-427, 1992.

Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Kayen, R. E., & Moss, R. E. S. **Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(12), 1314–1340, 2004.

Cetin, K.O., Der Kiureghian, A., Seed, R.B. **Probabilistic models for the initiation of seismic soil liquefaction**. Structural Safety, v.24, pp. 67-82, 2002.

Collantes, F.C.P. **Comportamento Dinâmico de uma barragem de rejeitos com considerações de ameaça sísmica**. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 146p., 2013.

Das, B.M., Ramana, G.V. **Principles of Soil Dynamics**. Cengage Learning. Connecticut. 575p, 2011.

Davis, A.P., Castro, G., Poulos, S. **Strengths Backfigured from Liquefaction Case Histories**. Proceedings, 2nd Intl. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, S. Prakash, (ed.) Vol. 4, St. Louis, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, MO, pp. 1693- 1701. 1988.

DeAlba, P., Chan, C. K., Seed, H. B. **Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory tests**. Rep. No. EERC 75-14, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1975.

Dikmen, Ü. **Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils**. Journal of Geophysics and Engineering. 6. 61, 2009.

Dobry, R., & Abdoun, T. **Recent Findings on Liquefaction Triggering in Clean and Silty Sands during Earthquakes**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 143(10), 2017.

Dobry, R., Abdoun, T. **Threshold Load Factor for Liquefaction Triggering Evaluations**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 141p, 2015.

Dobry, R., Abdoun, T., O'Rourke, T.D., Goh, S.H. **Single Piles in Lateral Spreads: Field Bending Moment Evaluation**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(10), 879-889, 2003.

Dobry, R., Stokoe, K. H., II., Ladd, R. S., Youd, T. L. **Liquefaction susceptibility from S-wave velocity**. Proc., ASCE National Convention, In Situ Tests to Evaluate Liquefaction Susceptibility, ASCE, New York, 1981.

Evans, M. D., Seed H. B. **Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravels**. The Effect of Membrane Compliance, EERC Report No. UCB/EERC-87/08, Univ. of Calif, Berkeley. 1987.

Fasano, G., De Sarno, D., Bilotta, E., Flora, A. **Design of horizontal drains for the mitigation of liquefaction risk.** Soils and Foundations 59 (2019), 1537-1551, 2019.

Fear, C.E., Robertson, P.K. **Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework.** Canadian Geotechnical Journal, 32(4), 859-870, 1995.

Fellenius, B., Castonguay, H. **The efficiency of Band Shaped Drains.** Report of National Research Council of Canada, University of Ottawa, Ottawa, pp 1- 54, 1985.

Fiegel, G.F., Kutter, B.L. **Liquefaction induced lateral spreading of mildly sloping ground.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(12), 2236-2243, 1994.

Finn, W.D. Liam, Yogendrakumar, M., Yoshida, N., Yoshida, H. **TARA-3: A Program to Compute the Response of 2-D Embankments and Soil-Structure Interaction Systems to Seismic Loadings.** Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, B.C., 1986.

Fuller, M.L. **The New Madrid Earthquake.** Bulletin 494. Department of the Interior United States Geological Survey. Government Printing Office. Washington, 1912.

Golesorkhi, R., Seed, H. B. **Factors Influencing the Computational Determination of Earthquake-Induced Shear Stresses in Sandy Soils.** Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley, 1989.

Goulois, A. M., Whitman, R. V., Hoeg, K. **Effects of sustained Shear Stresses on the Cyclic Degradation of Clay, Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Strength Measurements.** ASTM STP 883, R. C. Chaney and K. R. Demars, eds., ASTM, Philadelphia, PA, pp. 336–51, 1985.

Green, R. A., Terri, G. A. **Number of equivalent cycles concept for liquefaction evaluations—Revisited.** J. Geotech. Geoenviron. Eng., 131:4(477), 477–488, 2005.

Hamada, M., Wakamatsu, K. **Liquefaction, Ground Deformation and Their Caused Damage to Structures.** The 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake—Investigation into Damage to Civil Engineering Structures, Committee of Earthquake Engineering, Japan Society of Civil Engineers, pp. 45–92, 1996.

Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., Emoto, K. **Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacement.** Association for the Development of Earthquake Prediction, 1986.

Han, J. **Principles and Practice of Ground Improvement.** Wiley, Hoboken, NJ, USA, 2015.

Hansbo, S. **Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains.** Ground Engng. July, Vol. 12, No. 5, 1979.

Hanzawa, H., Matsuno, T., Tsuji, K. **Undrained strength and stability analysis of Iraqi soft clays.** Soils and Foundations, Vol.19, No.2, pp.1-14, 1979.

Harden, B. O., Drnevich, V. P. **Shear modulus and damping in soils.** J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 98(7), 667–692, 1972.

Harder, L. F. **Use of Penetration Tests to Determine the Cyclic Loading Resistance of Gravelly Soil During Earthquake Shaking.** Ph.D. Theses, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley. 1988.

Harder, L. F., Boulanger, R. W. **Application of K_σ and K_α correction factors, in Proceedings.** NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, T. L. Youd and I. M. Idriss, Eds., Technical Report NCEER-97-0022,

National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY, Buffalo, NY, pp. 167–90, 1997.

Harder, L. F., Jr., Boulanger, R. W. **Application of Ks and Ka correction factors.** NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, UT, Technical Report NCEER-97-0022, T. L. Youd and I. M. Idriss, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 167–190, 1997.

Hashash, Y.M.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D., Musgrove, M. **DEEPSOIL v.6.1.** Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, User Manual, 137 p., 2016.

Hazirbaba, K., Rathje, E.M. **Pore Pressure Generation of Silty Sands due to Induced Cyclic Shear Strains.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 135(12), 1892-1905, 2009.

Hedien, J.E., Anderson, R.J., Niznik, J.A. **Evaluation of liquefaction potential and seismic safety for Tennessee Valley Authority embankment dams.** Proc., Conference on Current Earthquake Engineering Research in the Central United States (CEERICUS '98), D.F. Laefer and J.P. Arnett, eds., University of Illinois-Urbana-Champaign, April, II-1 – II-8, 1998.

Hoar, R.J., Stokoe II, K.H. **Generation and measurement of shear waves “in situ”.** Symposium on Dynamic Geotechnical Testing. Denver, 1977. ASTM (Special Technical Publication 654) ASTM, 3-29, 1978.

Hynes, M. E. **Pore Pressure Generation Characteristics of Gravel Under Undrained Cyclic Loading.** Dissertation in Partial Fulfillment of the Degree of Doctor of Philosophy, Univ. of Calif, Berkeley. 1988.

Hynes, M. E., Olsen, R. **Influence of confining stress on liquefaction resistance.** Proceedings, International Symposium on the Physics and Mechanics of Liquefaction, Balkema, Rotterdam, pp. 145–52, 1998.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. **Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes.** J. Soil Dynamics and Earthquake Eng. 26, 115–30, 2006.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. **Soil liquefaction during earthquakes.** Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp, 2008.

Idriss, I.M. **An Update to the Seed-Idriss Simplified Procedure for Evaluating Liquefaction Potential.** Proceedings of TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Federal Highway Administration, Washington DC, 1999.

Idriss, I.M. **Seed Memorial Lecture.** University of California at Berkeley (I.M. Idriss, personal communication to T.L. Youd, 1997), 1995.

Iida, K. **Catalog of Tsunamis in Japan and its Neighboring Countries.** Aichi Institute of technology, Yachagusa, Yakusa-Cho, Toyota-Shi, 470–03, Japan, 52 p, 1984.

Ishihara K. **Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics.** New York: Oxford University Press. 376 p, 1996.

Ishihara, K. **Liquefaction and Flow Failure during Earthquake.** Géotechnique, 43, 351-415, 1993.

Ishihara, K. **Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit.** Proc., Inter. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Rolla, Missouri, May 6-11, Vol. 3, 1129-1143, 1984.

Ishihara, K., Tatsuoka, F., Yasuda, S. **Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses.** Soils and Foundations, 15 (1): 29-44, 1975.

Ishihara, K., Yasuda, S., Yoshida, Y. **Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands.** Soils and Foundations, 30(3), 69-80, 1990.

Ishihara, K., Yoshimine, M. **Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes.** Soils and Foundations 32(1), 173-88, 1992.

Ivanov, R.A. **Problem of the design of impact equipment for soil compaction.** Soviet Mining Science 19, 145-151, 1983.

Jefferies, M. G., Been, K. **Cone factors in sand.** Proceedings of international symposium on cone penetration testing –CPT '95, Linköping, Sweden, vol. 2, pp. 187-193, 1995.

Jefferies, M., Been, K. **Soil liquefaction –a critical state approach, 2nd edn..** Abingdon, UK: Taylor & Francis. 2006.

Juang, C. H., Andrus, R. D., Jiang, T., Chen, C. J. **Probability-based liquefaction evaluation using shear wave velocity measurements.** 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, Proceedings, S. Prakash, ed., University of Missouri-Rolla, Paper 4.24, 2001.

Juang, C. H., Jiang, T. J., Andrus, R. D. **Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation.** J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng. 128(7), 580-589, 2002.

Juang, C. H., Rosowsky, D. V., Tang, W. H. **A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils.** J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 125 (8), 684-689, 1999.

Kawasumi, H. **General report on the Niigata earthquake of 1964.** Electrical Engineering College Press Tokyo, 1968

Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., Coutinho, R. **Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data.** Fourth Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Honolulu, Hawaii, Proceedings, Technical Rep. NCEER-92-0019, M. Hamada and T. D. O'Rourke, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1, 177-204, 1992.

Keepa, C., Murashev, A. **Earthquake Geotechnical Engineering Practice – Module 5: Ground Improvement of Soils Prone to Liquefaction.** New Zealand Geotechnical Society (NZGS), 2017.

Kishida, H. **Damage to reinforced concrete buildings in Niigata City with special reference to foundation engineering.** Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 6, n.1, pp. 71-86, 1966.

Kishida, T. **Seismic site effects for the Sacramento-San Joaquin Delta.** Ph.D. dissertation, University of California, Davis, 261 pp, 2008.

Konrad, J.M., Watts, B.D. **Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis.** Canadian Geotechnical Journal, 32, 783-794, 1995.

Kovacs, W. D., Salomone, L. A., Yokel, F. Y. **Comparison of energy Measurements in the Standard Penetration Test Using the Cathead and Rope Method.** National Bureau of Standards Report to the U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1983.

Kramer, S. L. **Evaluation of liquefaction hazards**. Washington State Dept. Trans. Rep. WA-RD 668.1, 2008.

Kramer, S.L. **Geotechnical earthquake engineering**. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 1996.

Kramer, S.L., Seed, H.B. **Initiation of soil liquefaction under static loading condition**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(4), 412-430, 1988.

Kuerbis, R.H., Negussey, D., Vaid, Y.P. **Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand**. Proceedings of Specialty Conference on Hydraulic Fill Structures, GSP No. 21, 330-345, 1988.

Ladd, C. C. **Stability evaluation during staged construction**. J. Geotechnical Eng., ASCE 117(4), 540-615, 1991.

Ladd, C. C., Foott, R. **New design procedure for stability of soft clays**. J. Geotechnical Eng. Div., ASCE 100(7), 763-86, 1974.

Lade, P. V. **Instability and liquefaction of granular materials**. Computers and Geotechnics, 16(2), 123-151, 1994.

Lade, P. V. **Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes**. J. Geotech. Engng. ASCE 118, No. 1, 51-71, 1992

Lade, P.V. **Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm**. Canadian Geotechnical Journal 30 (6), 895-904, 1993.

Laera, A., Brinkgreve, R.B.J. **Site response analysis and liquefaction evaluation**. Plaxis Manual, 2015.

Lambe, T. W., Whitman, R. V. **Soil mechanics**. Wiley, New York, 1969.

Lasley, S. J., Green, R. A., Rodriguez-Marek, A. **Number of Equivalent Stress Cycles for Liquefaction Evaluations in Active Tectonic and Stable Continental Regimes**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 143(4), 2016.

Lee, J. **Engineering Characterization of Earthquake Ground Motions**. Ph.D. dissertation, Univ. of Michigan, Ann Arbor, MI, 2009.

Lee, K. L., Albaisa, A. **Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands**. J. Geotech. Engrg. Div., 100(4), 387-406, 1974.

Lefebvre, G., Pfendler, P. **Strain rate and preshear effects in cyclic resistance of soft clay**. J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 122(1), 21-26, 1996.

Leite, C. **Três anos após o rompimento de Fundão, moradores reclamam de impactos causados por lama**. Disponível em: < <https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2018/11/05/tres-anos-apos-rompimento-de-fundao-moradores-reclamam-de-impactos-causados-por-lama.ghtml> > . Acesso em 15 de abril de 2020.

Liao, S. S. C., Lum, K. Y. **Statistical analysis and application of the magnitude scaling factor in liquefaction analysis**. Proceedings, ASCE 3rd Specialty Conf. in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Vol. 1, pp. 410-421, 1998.

Liao, S. S. C., Veneziano, D., Whitman, R. V. **Regression models for evaluating liquefaction probability**. J. Geotech. Eng., ASCE, 114(4), 389-411, 1988.

Liu, A. H., Stewart, J. P., Abrahamson, N. A., Moriwaki, Y. **Equivalent number of uniform stress cycles for soil liquefaction analysis**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(12), 1017-1026, 2001.

Lodge, A. L. **Shear Wave Velocity Measurements for Subsurface Characterization**. Ph.D. dissertation, University of California at Berkeley, 1994.

Long, R.P., Covo, A. **Equivalent Diameter of Vertical Drains with an Oblong Cross Section**. Journal of Geotechnical Engineering, 120 (9), 1625-1630, 1994.

Madabhushi, G. **Centrifuge Modelling for Civil Engineers**. Florida: CRC Press. 292p, 2014.

Madhav, M. R., Arlekar, J. N. **Dilation of granular piles in mitigating liquefaction of sand deposits**. 12th World Conference Earthquake Engineering, Auckland, 2000.

Marinucci, A. **Effect of Prefabricated Vertical Drains on Pore Water Pressure Generation and Dissipation in Liquefiable Sand**. PhD Dissertation. Department of Civil Engineering. University of Texas at Austin, 2010.

Martin, J. R., Olgun, C. G., Mitchell, J. K., Durgunoglu, H. T. **High-modulus columns for liquefaction mitigation**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 1306, pp. 561–571, 2004.

Matasovic, N., Ordóñez, G.A. **D-MOD 2000: A Computer Program for Seismic Response Analysis of Horizontal Layered Soil Deposits, Earthfill Dams and Solid Waste Landfills**. User Manual. Geomotions, 2011.

Meneghetti, D. **Quais as consequências do desastre de Mariana (MG)?** Super Interessante, 2020. Disponível em: < <https://super.abril.com.br/mundo-estranho/quais-as-consequencias-do-desastre-de-mariana-mg/> > . Acesso em 15 de abril de 2020.

Meservy, T. H. **Reliability of FEQDrain for Modeling Performance of Sand Treated with Large-Diameter Prefabricated Drains for Liquefaction Mitigation**. Theses and Dissertations. 7234, 2017.

Mesri, G. **Yield strength and critical strength of liquefiable sands in sloping ground**. Geotechnique 57, 309–311, 2007.

Minaev, O. **Effective Blasting Method of Compacting Sand Foundation Beds for Various Structures**. Power Technology and Engineering, 2018.

Miner, M.A. **Cumulative Damage in Fatigue**. J. Appl. Mech., vol. 12, Trans. ASME, vol. 67, p. A159-A164, 1945.

Mitchell, J. K. **Mitigation of liquefaction potential of silty sands**. From Research to Practice in Geotechnical Engineering, Laier, J.E., Crapps, D.K., Hussein, M.H., (eds.), Geotechnical Special Publication 180, ASCE, Reston, VA, 2008.

Miura, K., Kobayashi, S., Yoshida, N. **Equivalent linear analysis considering large strains and frequency dependent characteristics**. Proc., 12th WCEE, Auckland, New Zealand, Paper No. 1832, 2000.

Morgenstern, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B., Watts, B.D. **Fundão Tailings Dam Review Panel – Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam**. 2016.

Moseley, M. P., Kirsch, K. **Ground Improvement, 2nd edition**. Spon Press, New York, NY, 288 pp, 2004.

Murali Krishna, A., Madhav, M. R. **Densification and dilation effects of granular piles in liquefaction mitigation**. Indian Geotechnical Journal, 38(3), 295–316, 2008.

Murali Krishna, A., Madhav, M. R. **Engineering of Ground for Liquefaction Mitigation**. Advances in Indian Earthquake Engineering and Seismology, 173–201, 2018.

Murali Krishna, A., Madhav, M. R. **Treatment of loose to medium dense sands by granular piles: Improved SPT N1 values.** Geotechnical and Geological Engineering, 27, 455–459, 2009.

Murali Krishna, A., Madhav, M. R., Madhavi Latha, G. **Liquefaction mitigation of ground treated with granular piles: Densification effect.** ISET Journal of Earthquake Technology, 43(4), 105–120, 2006.

National Research Council. **Liquefaction of Soils During Earthquakes.** Washington, DC: The National Academies Press, 1985.

Newmark, N. **Effects of earthquakes on dams and embankments.** Geotechnique, 15(2), 139–160, 1965.

NOAA Center for Tsunami Research. **Alaska Tsunami, March 28, 1964. Main Event Page.** Disponível em: < <https://nctr.pmel.noaa.gov/alaska19640328/> > . Acesso em: 27 de abr. de 2020.

O'Rourke, T. D., Goh, S. H. **Reduction of liquefaction hazards by deep soil mixing.** Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Facilities, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 87–105, 1997.

Oblak, A. **The influence of Boundary Conditions on the results of Nonlinear Dynamic Numerical Analyses.** 26th European Young Geotechnical Engineers Conference, 2018.

Ohbayashi, J., Harda, K., Yamamoto, M. **Resistance against liquefaction of ground improved by sand compaction pile method.** Seco a Pinto (Ed.), Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, Rotterdam (312p), 1999.

Olsen, R.S., Farr, J.V. **Site characterization using the cone penetrometer test.** Proc., INSITU '86, ASCE Specialty Conference on Use of In Situ Testing in Geotechnical Engineering, ASCE Geotechnical Special Publication No. 6, Virginia Tech, Blacksburg, VA, 854–868, 1986.

Olson, S. M. **Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance.** Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 2001.

Olson, S. M., Stark, T. D. **Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories.** Canadian Geotechnical J. 39, 629–47, 2003.

Olson, S. M., Stark, T. D. **Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8), 727–737, 2003.

Olson, S.M., Stark, T.D. **Liquefaction analysis of Lower San Fernando Dam using strength ratios.** Paper No. 4.05, Proc., 4th International Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 26–31, San Diego, CA, 2001.

Olson, S.M., Stark, T.D., Walton, W.H., Castro, G. **Static liquefaction flow failure of the North Dike of Wachusett Dam.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(12), 1184–1193, 2000.

Olson, S.M., Zitny, B. **Static shear stress effects on yield strength ratios used for liquefaction analysis of sloping ground.** Canadian Geotechnical Journal, under review, 2012.

Onoue, A. **Diagrams considering well resistance for designing spacing.** Soils Found. 2091, 1988.

Ordoñez, G.A. **SHAKE2000 – A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems.** Geomotions LLC, USA, 2012.

Ovando-Shelley, E., Perez, B. E. **Undrained behavior of clayey sands in load controlled triaxial tests.** *Geotechnique*, 47, 1, pp 91- 111, 1997.

Palmgren, A. **Die lebensdauer von kugellagern (Life length of roller bearings).** *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, 68(14), 339–34, 1924.

Pestana, J.M., Hunt, C.E., Goughnour, K.R. **FEQDrain: A finite element computer program for the analysis of the earthquake generation and dissipation of pore water pressure in layered sand deposits with vertical drains.** Earthquake Engineering Research Center, Report No. \JCB/EERC 97-17,1997.

Pillai, V.S., Stewart, R.A. **Evaluation of liquefaction potential of foundation soils at Duncan Dam.** *Canadian Geotechnical Journal*, 31, 951-966, 1994.

Pitman, T.D., Robertson, P.K., Sego, D.C. **Influence of fines on the collapse of loose sands.** *Can. Geotech. J.*,31(5)(1994), pp. 728-739, 1994.

Poorooshasb H. B., Madhav M. R. **Application of Rigid Plastic Dilatancy Model for Prediction of Granular Pile Settlements.** 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Japan, pp. 1805-1808, 1985.

Poorooshasb, H.B. **Description of flow of sand using state parameters.** *Computers and Geotechnics*, 8 (3): 195-218, 1989.

Potts, D. M., Zdravkovic, L. **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory.** Thomas Telford, 427p, 1999.

Poulos, S.J. Castro, G., France, W. **Closure to discussion of “Liquefaction evaluation procedure.”** *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(2), 251-259, 1988.

Poulos, S.J. **The steady state of deformation.** *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107 (GT5): 553-562, 1981.

Poulos, S.J., Castro, G., France, J.W. **Liquefaction evaluation procedure.** *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, 111 (6): 772-792, 1985.

Poulos, S.J., Robinsky, E.I., Keller, T.O. **Liquefaction resistance of thickened tailings.** *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(12), 1380-1394, 1985.

Rafael, H. M. A. M., Romanel, C. **Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito.** 103 p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

Rauch, A. F. **EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacements due to liquefactioninduced lateral spreading in earthquakes.** Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Inst. and State Univ., 1997.

Robertson, P. K. **Interpretation of cone penetration tests—A unified approach.** *Canadian Geotechnical Journal*, v.46, pp.1337–1355, 2009.

Robertson, P. K., Woeller, D. J., Finn, W. D. L. **Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading.** *Can. Geotech. J.*, 29(4), 686–695, 1992.

Robertson, P. K., Wride, C. E. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test.** *Canadian Geotechnical J.* 35(3), 442–59, 1998.

Robertson, P.K. **2015 Seed Lecture – Evaluation of Soil Liquefaction – How Far Have We Come in the Past 30 Years?** 2015. (80m48s). Disponível em < <https://www.youtube.com/watch?v=J2-tMdbMvNg>> . Acesso em 10 de abril de 2020.

Robertson, P.K. **Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength using the Cone Penetration Test.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6):842-853, 2010.

Robertson, P.K. **Suggested terminology for liquefaction.** Proceedings of the 47th Canadian Geotechnical Conference, Halifax, N.S. CGS. Sept. pp. 277–286, 1994.

Roesler, S. K. **Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy.** J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 105(7), p.871-880, 1979.

Rollins, K. M., G., R. R., Anderson, J. K. S., Wade, S. F. **Liquefaction Hazard Mitigation by Prefabricated Vertical Drains.** International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 2004.

Romanel, Celso. **Liquefação de solos.** 05 aug. 2020, 05 dec. 2020. 54 p. Notas de Aula.

Romero, S. **The Behavior of Silt as Clay Content Is Increased.** Master's Thesis, University of California at Davis, 108 pp, 1995.

Ross, M. 1968. **The New Madrid Earthquake.** The Arkansas Historical Quarterly, 27(2), 83-104. doi:10.2307/40018501

Rothe, J.P. **The Seismicity of the Earth 1953-1965.** United National Educational, Scientific, and Cultural Organization (UNESCO). Paris, France: UNESCO, 312p, 1969.

Sánchez, L.E., Alger, K., Alonso, L., Barbosa, F.A.R., Brito, M.C.W., Laureano, F.V., May, P., Roeser, H., Kakabadse, Y. **Impacts of the Fundão Dam failure. A pathway to sustainable and resilient mitigation.** Rio Doce Panel Thematic Report No. 1. Gland, Switzerland: IUCN, 2018.

Sancio R.B., Bray J.D., Stewart J.P., Youd T.L., Durgunoglu H.T., Onalp A., Seed R.B., Christensen C., Baturay M.B., & Karadayilar T. **Correlation between ground failure and soil conditions in Adapazari, Turkey.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2002.

Sasaski, Y., Taniguchi, E. **Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits.** Soils and foundations, 22(3), 1–14, 1982.

Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B. **SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites.** Report EERC 72-12, Earthquake Eng. Res. Center, University of California, Berkeley, California., 1972.

Scott, R.F. **Solidification and Consolidation of a Liquefied Sand Column.** Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 26, No. 4, pp. 23-31, 1986.

Seed H.B., Idriss I.M. **Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis.** EERC Report No. 10- 70, University of California, 1970.

Seed, H. B., Idriss, I. M. **Ground motions and soil liquefaction during earthquakes.** Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland, Calif., 134 p., 1982.

Seed, H. B., Idriss, I. M. **Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential.** J. Soil Mech. Found. Div., 97(9), 1249–1273., 1971.

Seed, H. B., Idriss, I. M., Arango, I. **Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data.** Journal of Geotechnical Engineering, 109(3), 458–482, 1983.

Seed, H. B., Idriss, I. M., Lee, K. L., Makdisi, F. I. **Dynamic analysis of the slide in the Lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971.** J. Geotech. Engrg Div. ASCE 101, No. 9, 889–911, 1971.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Chung, R. M. **The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations.** Earthquake Engineering Research Center Rep. No. UCB/ EERC-84/15, Univ. of California, Berkeley, Calif, 1984.

Seed, H.B. **Design problems in soil liquefaction.** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 113(8), 827-845, 1987.

Seed, H.B. **Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes.** Geotech Engg. Div. ASCE 105, GT2: pp 201-255, 1979.

Seed, H.B., Booker, J.R. **Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 103(GT7): 757-768, 1976.

Seed, H.B., Idriss, I.M. **Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes.** Earthquake Engineering Research Institute Monograph. 1982.

Seed, H.B., Lee, K.L. **Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134, 1966.

Seed, H.B., Martin, P.P., Lysmer, J. **The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction.** Earthquake Engineering Research Center, Report No. CB/EERC 75-26, 1975.

Seed, H.B., Seed, R.B., Harder, L.F., Jong, H.-L. **Re-evaluation of the Lower San Fernando Dam: Report 2, examination of the post-earthquake slide of February 9, 1971.** U.S. Army Corps of Engineers Contract Report GL-89-2, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1989.

Seed, R. B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., & Faris, A. **Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework.** Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA. 2003.

Seed, R.B., Harder, L.F. **SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength.** Duncan, J.M., Ed., Proceedings of the H.B. Seed Memorial Symposium, Vol. 2, BiTech Publishers, Richmond, 351-376, 1990.

Shibata, T., Oka, F., Ozawa, Y. **Characteristics of ground deformation due to liquefaction.** Soils Found., 65-79, 1996.

Shooshpasha, I., Bagheri, M. **The effects of surcharge on liquefaction resistance of silty sand.** Arabian Journal of Geosciences, 2014.

Silver, L., Seed, H.B. **Volume Changes in Sands during Cyclic Loading.** Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. SM9, 1171-1182, 1971.

Silver, M. L. **Remedial Measures to Improve the Seismic Strength of Embankment Dams.** Report No. 85- 10, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Chicago, Illinois, 1985.

Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., Krahn, J. **The liquefaction of sands, a collapse surface approach.** Canadian Geotechnical Journal, 22 (4): 564-578, 1985.

Spencer, E. **A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces.** Geotechnique, 17(1), 11-26, 1967.

Stark, T. D., Olson, S. M. **Liquefaction resistance using CPT and field case histories.** J. Geotechnical Eng., ASCE 121(12), 856-69, 1995.

Stark, T.D., Mesri, G. **Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118(11), 1727-1747, 1992.

Stokoe, K. H., II, Nazarian, S. **Use of Rayleigh waves in liquefaction studies, Measurements and Use of Shear Wave Velocity for Evaluating Dynamic Soil Properties.** ASCE, 1–17, 1985.

Suzuki, Y., Tokimatsu, K., Taya, Y., Kubota, Y. **Correlation between CPT data and dynamic properties of in situ frozen samples.** Proceedings, 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. I, St. Louis, MO, 1995.

Sykora, D.W. **Creation of a data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis.** Geotech. Lab. Miscellaneous Paper GL-87-26, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1987.

Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd Edition.** John Wiley & Sons, Inc., New York, 549 p, 1996.

Timoshenko, S.P., Goodier, J.N. **Theory of Elasticity.** McGraw-Hill, New York, 506pp, 1951.

Tokimatsu, K., Asaka, Y. **Effects of liquefaction induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake.** Soils and Foundations, Special Issue, Japanese Geotechnical Society, pp.163–77, 1998.

Tokimatsu, K., Seed, H.B. **Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 113(8), 861–878, 1987.

Tokimatsu, K., Uchida, A. **Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity.** Soils Found., 30(2): 33–42, 1990.

Toprak, S., Holzer, T. L., Bennett, M. J., Tinsley, J. C., III. **CPT- and SPT-based probabilistic assessment of liquefaction.** Proceedings, 7th U.S.–Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, Seattle, August, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 69–86, 1999.

Tsuchida H. **Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits.** Abstracts of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute, pp. 3.1–3.33. 1970.

Vaid, Y. P. & Chern, J. C. **Effect of static shear on resistance to liquefaction.** Soils Found. 23, No. 1, 47–60, 1983.

Vaid, Y.P., Chern, J.C. **Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands.** Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ACSE Convention, Detroit, USA, pp. 120–147, 1985.

Van Impe W. F., Madhav M. R. **Analysis and Settlement of Dilating Stone Column Reinforced Soil.** Austrian Geotechnical Journal, 137, 114–121, 1992.

Vilhar, G., Brinkgreve, R.B.J., Zampich, L. **PLAXIS The PM4Sand Model 2018.** Manual. Netherlands, 71pp, 2018.

Vucetic, M., Dobry, R. **Effects of the soil plasticity on cyclic response.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division. Volume 117, n. 1, 1991.

Wang, W. **Some Findings in Soil Liquefaction.** Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1–17, 1979.

Weber, J.P., Seed, R.B., Pestana, J.M., Moss, R.E.S., Nweke, C., Deger, T.T., Chowdhury, K. **Engineering Evaluation of Post-Liquefaction Strength.** Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley. 204 pp, 2015.

Whitman, R.V. **Liquefaction of Soils during Earthquakes**. Committee on Earthquake Engineering, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C, 1985.

Whitman, R.V. **Resistance of soil to liquefaction and settlement**. Soils and Foundations. 11(4): pp 59-68, 1971.

Woods, R.D. **Measurement of dynamic soil properties**. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, vol.1 (Pasadena). Reston, VA: ASCE, p.91-178, 1978.

Wride (Fear), C.E., McRoberts, E.C., Robertson, P.K. **Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils**. Canadian Geotechnical Journal, 36, 907-933, 1999.

Wright, S.G. **UTEXAS3: A computer program for slope stability calculations**. Geotechnical Engineering Software GS86-1, Dept. of Civil Engineering, University of Texas, Austin, 1992.

Wu, J., Kammerer, A., Riemer, M., Seed, R., Pestana, J. **Laboratory study of liquefaction triggering criteria**. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2580, 2004.

Yamamuro, J.A., Covert, K.M., Lade, P.V. **Static and cyclic liquefaction of silty sands**. Physics and Mechanics of Soil Liquefaction. Balkema, Rotterdam. pp. 55-65, 1999.

Yamamuro, J.A., Lade, P.V. **Static liquefaction of very loose sands**. Canadian Geotechnical Journal, 34(6): 905–917, 1997.

Yamamuro, J.A., Lade, P.V. **Steady state concepts and static liquefaction of silty sands**. Journal of Geotechnical Engineering, 124(9): 868–877, 1998.

Yoshida, N. **DYNEQ – A Computer Program for Dynamic Response Analysis of Level Ground by Equivalent Linear Method**. Version 3.0, revised from Original (1995). Kanto Gakuin University, 2014.

Yoshimi, Y., Kaneko, O., Tokimatsu, K. **Cyclic shear characteristics of a dense sand sampled by in situ freezing**. Proc. 18th Annual Meeting, JSSMFE, pp.559-560, 1983.

Yoshimine, M., Ishihara, K. **Flow potential of sand during liquefaction**. Soils and Foundations, 38(3): 189–198, 1998.

Youd T. L., Idriss, I.M. **Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, v. 127, n.10, pp. 817-833, 2001.

Youd, T. L., Hansen, C. M., Bartlett S.F. **Revised Multilinear Regression Equations for Prediction of Lateral Spread Displacement**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002 Vol. 128: 1007-1017, 2002.

Youd, T. L. **Compaction of sands by repeated shear straining**. Am. Soc. of Civil Engineers Proc., Jour. Soil Mechanics and Found. Div., v. 98, no. SM7, p. 709-725, 1972.

Youd, T., Perkins, D. **Mapping liquefaction-induced ground failure potential**. ASCE J Geotech Eng Div. 104. 433-446. 1978.

Youd, T.L., Noble, S.K. **Liquefaction criteria based on probabilistic analyses**. NCEERWorkshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-97-0022, 201–216, 1997.

Zergoun, M., Vaid, Y. P. **Effective stress response of clay to undrained cyclic loading.** Canadian Geotechnical J. 31, 714–27, 1994.

Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R. W. I. **Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test.** J. Geotech. Geoenviron. Eng. 130 (8): 861–871, 2004.

Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R.W.I. **Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground.** Canadian Geotechnical Journal v.39, pp. 1168-1180, 2002.