



**Universidade Federal do Rio de Janeiro**  
**Escola Politécnica**  
**Programa de Projeto de Estruturas**

Kelliton da Silva Vasconcelos

**ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA PORTUÁRIA SUBMETIDA A SISMOS**



UFRJ

Kelliton da Silva Vasconcelos

## ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA PORTUÁRIA SUBMETIDA A SISMOS

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Silvio de Souza Lima

Rio de Janeiro

2016

Vasconcelos, Kelliton da Silva.

Análise de uma estrutura portuária submetida a sismos / Kelliton da Silva Vasconcelos. – 2016.

128.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2016.

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Silvio de Souza Lima

1. Análise sísmica. 2. Estruturas portuárias. 3. Liquefação. 4. Amplificação dinâmica do solo. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho e Lima, Silvio de Souza. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA PORTUÁRIA SUBMETIDA A SISMOS

Kelliton da Silva Vasconcelos.

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Silvio de Souza Lima

Dissertação de Mestrado apresentada Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D.Sc., UFRJ

Prof. Silvio de Souza Lima, D.Sc., UFRJ

Prof. Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing., UFRJ

Prof. Gilberto Olympio Mota Fialho, D.Sc., UFRJ

Prof. Julio Jerônimo Holtz Silva Filho, D.Sc., PUC-RJ

Rio de Janeiro  
2016

## AGRADECIMENTOS

A Deus, por me fazer forte e saudável. Por me proporcionar sempre o melhor caminho, mesmo que o benefício nele contido seja em princípio desconhecido.

Ao Mestre Sérgio Hampshire, pelo seu incondicional empenho em desenvolver o conhecimento junto a nós alunos e junto ao Programa de Projeto de Estruturas, da UFRJ. Sempre amigo e paciente ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Ao Mestre Silvio, por sua colaboração precisa, sempre compartilhando de seu vasto conhecimento com os alunos.

À minha família, pelo apoio e incentivo. Ao meu Pai Luis, pelo aconselhamento e incentivo aos estudos. Em especial, à minha querida Mãe Lindalva. Seus cuidados ao longo do tempo tornaram possíveis o meu desempenho e desenvolvimento acadêmico.

À Raquel, minha mulher e companheira, pelo carinho, paciência, incentivo aos meus estudos. Por ter compartilhado comigo os momentos ao longo de todo este curso de Mestrado.

Aos meus amigos, pelo apoio e alegria que me proporcionam. Por vezes, fonte da luz que me mantém animado.

Aos Professores do Programa de Projeto de Estruturas, pela grande contribuição à minha formação acadêmica e profissional.

A todos aqueles que, no momento em que o meu conhecimento não me foi suficiente, deram-me uma luz para que o próximo passo pudesse ser dado.

E, finalmente, ao meu filho, que ainda nem existe, mas que já é a fonte da minha força e ânimo.

## RESUMO

VASCONCELOS, Kelliton da Silva. **Análise de Uma Estrutura Portuária Submetida a Sismos**. Rio de Janeiro. 2016. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2016.

O estudo da análise dinâmica das estruturas vem tomando seu devido espaço nos projetos de engenharia estrutural e com os sismos não poderia ser diferente. Mesmo no Brasil, onde a atividade sísmica na maior parte de sua área é baixa ou quase inexistente, há regiões em que o fenômeno não pode ser negligenciado. Obras de maior responsabilidade, como hidrelétricas ou centrais nucleares, também não podem deixar de passar por verificação a sismos devido ao perigo de desastre em potencial. Sob esse aspecto, entende-se que os estudos voltados para essa área em nosso país estejam em fase de conhecimento preliminar e ainda não estejam fortemente consolidados.

Da mesma forma, estruturas portuárias, que são de um razoável grau de complexidade, não têm neste aspecto, sua forma de concepção e dimensionamento amplamente estudados.

Este trabalho tem como objetivo dar contribuição para esta importante área da Engenharia Estrutural, tendo como foco o estudo da amplificação dinâmica dos efeitos sísmicos no solo, a liquefação e a interação dinâmica solo - estrutura.

Para isto, foram utilizados métodos de análise dinâmica entre solo e estrutura já amplamente consagrados na literatura, como o Método das 3 Etapas de Kausel, que permite toda a interação entre as análises.

Importante é ressaltar que toda a análise foi feita como o respaldo da NBR 15421 e, quando esta não foi suficiente, recomendações e normas de órgãos internacionais foram consultadas.

Palavras-chave: Análise sísmica; estruturas portuárias; liquefação; amplificação dinâmica do solo.

## ABSTRACT

VASCONCELOS, Kelliton da Silva. **Analysis of a Port Structure Subjected to Seismic Effects**. Rio de Janeiro. 2016. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2016.

The study of dynamic analysis of structures has been taking its due space in the structural engineering and with the earthquake effects it could not be different. Even in Brazil, where the seismic activity in most of its area is low or almost inexistent, there are regions in which the phenomenon cannot be neglected. Projects of greater responsibility, such as hydroelectric and nuclear power stations, are necessarily checked regarding a seismic analysis due its potential disaster hazard. Concerning this aspect, it is understood that the studies focused on this area in our country are still in a preliminary knowledge phase and are not yet firmly consolidated.

In the same way, port structures, that have a reasonable degree of complexity, regarding this aspect, haven't yet conception procedures and design criteria well studied.

This thesis has the purpose of giving a contribution to this important area of Structural Engineering, focusing on the study of dynamic soil amplification of seismic effects, soil liquefaction and dynamic soil – structure interaction.

For this, widely accepted methods of dynamic analysis between soil and structure have been used, such as the Kausel's Three Step Method, that allows for the interaction between these analyzes.

It is important to point out that the whole analysis was made regarding the Standard NBR 15421 and, when necessary, recommendations and standards of international bodies have been consulted.

Keywords: Seismic analysis; port structures; liquefaction; dynamic soil amplification.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Generalidades .....	1
1.2. Estudos anteriores.....	7
1.3. Objetivo do trabalho .....	8
1.4. Organização do trabalho.....	9
2. CARACTERIZAÇÃO DO SISMO, CRITÉRIOS DE ANÁLISE E CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS .....	10
2.1. Sismicidade .....	10
2.2. Critérios para análise de uma estrutura portuária.....	10
2.3. Acelerogramas de projeto.....	13
2.4. O Método das Três Etapas.....	13
3. ESTUDO DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA DO SOLO.....	15
3.1. Análise feita pelo SHAKEBR .....	16
4. ESTUDO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DO SOLO.....	19
4.1. Taxa média de ciclos de tensões cisalhantes (CSR – Cyclic Shear Stress Ratio) .....	19
4.2. Taxa de resistência cíclica (CRR – “Cyclic Resistance Ratio”) .....	20
4.3. Fator de escala de magnitude (MSF – “Magnitude Scaling Factor”).....	22
4.4. Fator de Segurança (FS).....	22
5. MÉTODO DAS 3 ETAPAS .....	24
5.1. Estudo da Interação Cinemática .....	25
5.2. Estudo dos coeficientes de impedância .....	26
5.3. Interação inercial .....	27
6. ESTUDO DE CASO DE UMA ESTRUTURA DE CAIS .....	28
6.1. Solo estudado .....	28
6.2. Sismicidade .....	32
6.3. Acelerograma .....	32
6.4. Estudo de amplificação utilizando-se o SHAKEBR .....	33
6.5. Potencial de liquefação do solo .....	37
6.6. Interação cinemática.....	42
6.7. Obtenção dos coeficientes de impedância.....	45
6.8. Modelo de interação inercial .....	53
6.8.1. Estrutura estudada.....	53



6.8.2. Modelo estrutural.....	55
6.8.3. Carregamentos Estáticos.....	60
6.8.4. Carregamentos decorrentes do sismo .....	63
6.8.5. Combinações de carregamentos .....	68
7. RESULTADOS E VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	71
7.1. Estaca Perfil W 610 × 174.....	71
7.2. Estacas-prancha .....	78
8. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	85
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	88
10. SÍTIOS DA INTERNET .....	92
11. ANEXOS.....	93
11.1. Boletim de Sondagem .....	93
11.2. Dados de Saída do SHAKEBR .....	96
11.3. Dados de Saída do PILAY .....	113

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 – Placas Tectônicas (USGS, 2015a). .....	1
Figura 1-2 – Mapeamento dos sismos ocorridos no Brasil (UNB/OBSIS, 2015).....	2
Figura 1-3 – Mapeamento do risco sísmico da América do Sul, para probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos (USGS, 2015b) .....	3
Figura 1-4 – Mapa de risco sísmico mostrando a aceleração de pico do solo na região Sudeste (DOURADO, 2013). .....	4
Figura 1-5 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (NBR 15421). .....	5
Figura 1-6 – Ocorrência de sismos na região sudeste (USP). .....	6
Figura 2-1 – Porto de Porto Príncipe, no Haiti, após o terremoto que devastou o país em 2010 (SHAFIEEZADEH <i>et al.</i> , 2013).....	12
Figura 3-1 – Plotagem do gráfico das funções de transferência para solo não amortecido. ....	16
Figura 3-2 – Variação da taxa entre o módulo de elasticidade transversal após deformação do solo e o módulo de elasticidade transversal inicial em relação à deformação específica. ....	17
Figura 3-3 – Taxa de amortecimento em relação à deformação específica.....	17
Figura 4-1 – Gráfico trilinear de classificação dos tipos de solo com seus percentuais de finos (Fonte: CAPUTO, 2012). .....	21
Figura 4-2 – Variação da correção de $\Delta N_{1,60} *$ em relação ao percentual de finos (SCDOT, 2010) .....	22
Figura 5-1 – Esquema proposto pelo Método das 3 Etapas. ....	24
Figura 5-2 – Método para o cálculo da flecha. ....	25
Figura 5-3 – Esquema considerado no PILAY.....	26
Figura 6-1 – Esquema do solo adaptado do boletim de sondagem. ....	30
Figura 6-2 – Espectro de projeto para $a_{gs0} = 0,1g$ , segundo a NBR 15421. ....	32
Figura 6-3 – Acelerograma de projeto.....	33
Figura 6-4 – Espectro de resposta do acelerograma.....	33
Figura 6-5 – Curva da variação do módulo de elasticidade transversal em relação à deformação, silte (ZHANG e SUN, 2011). .....	36
Figura 6-6 – Entrada de dados do SHAKEBR. ....	36
Figura 6-7 - Perfil de deslocamentos máximos acumulados devidos às deformações do solo. ....	43

Figura 6-8 – Convenção das direções apresentadas. ....	50
Figura 6-9 – Vista superior da estrutura. Dimensões em cm. ....	53
Figura 6-10 – Corte transversal da estrutura. Dimensões em centímetro, níveis em metro. .....	54
Figura 6-11 – Vista inferior da estrutura. Dimensões em centímetro, níveis em metro. ....	54
Figura 6-12 – Vista 3D do modelo matemático. ....	55
Figura 6-13 – Vista transversal do modelo matemático. Cotas em centímetro.....	55
Figura 6-14 – Propriedades geométricas das vigas longitudinais dos eixos C e D. ....	57
Figura 6-15 – Propriedades geométricas das estacas metálicas perfil W610×174.....	57
Figura 6-16 – Propriedades geométricas das estacas metálicas perfil HZ 1180 MD sol.12. .....	58
Figura 6-17 – Convenção das direções considerada nas molas e nos “links” do modelo estrutural do SAP 2000.....	58
Figura 6-18 – Matrizes de impedância aplicadas. Rigidezes das estacas perfil W 610×174. .....	59
Figura 6-19 – Matrizes de impedância aplicadas. Amortecedores das estacas perfil W 610×174.....	59
Figura 6-20 – Matrizes de impedância aplicadas. Rigidezes das estacas perfil HZ.....	59
Figura 6-21 – Matrizes de impedância aplicadas. Amortecedores das estacas perfil HZ. .....	60
Figura 6-22 – Sobrecarga de 100 kN/m <sup>2</sup> . ....	60
Figura 6-23 – Empuxo estático de solo aplicado ao modelo estrutural. Valores em kN.62	
Figura 6-24 – Espectro de resposta no topo da camada não liquefeita.....	63
Figura 6-25 – Espectro de projeto segundo a NBR 15421, solo tipo D. ....	64
Figura 6-26 – Empuxo dinâmico de água aplicado ao modelo estrutural. Valores em kN. .....	65
Figura 6-27 – Esquema considerado no Método Mononobe-Okabe.....	66
Figura 6-28 – Empuxo dinâmico de solo. Valores em kN. ....	68
Figura 7-1 – Diagrama de momentos fletores devido à interação cinemática solo×estrutura para o perfil W610×174.....	73
Figura 7-2 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos do comportamento dinâmico da perfil W610×174 enterrado no solo.....	75
Figura 7-3 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos da interação inercial do perfil W610×174. ....	75

Figura 7-4 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores finais para o perfil W610×174.....	77
Figura 7-5 – Diagrama de momentos fletores devido à interação cinemática solo×estrutura para o perfil HZ. ....	79
Figura 7-6 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos do comportamento dinâmico do perfil HZ enterrado no solo. ....	81
Figura 7-7 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos da interação inercial do perfil HZ. ....	81
Figura 7-8 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores finais para o perfil HZ. ....	83
Figura 11-1 – Boletim de Sondagem – Página 1 .....	93
Figura 11-2 – Boletim de Sondagem – Página 2 .....	94
Figura 11-3 – Boletim de Sondagem – Página 3 .....	95

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 – Categorias e níveis para a avaliação do grau de desempenho da estrutura (adaptado de PIANC, 2001). .....	11
Tabela 6-1 – Valores para índice de vazios em argilas (adaptado de SANTOS, 2013). 29	
Tabela 6-2 – Solo estudado adaptado do boletim de sondagem.....	31
Tabela 6-3 – Dados de entrada para o SHAKEBR.....	34
Tabela 6-4 – Dados de entrada para o SHAKEBR em unidades americanas.....	35
Tabela 6-5 – Acelerações por camadas. ....	37
Tabela 6-6 – Estudo do potencial de liquefação.....	38
Tabela 6-7 – Estudo do potencial de liquefação retirando-se as camadas liquefeitas....	40
Tabela 6-8 – Acelerações por camada.....	41
Tabela 6-9 – Estudo de interação cinemática. ....	42
Tabela 6-10 – Dados da interação cinemática e momentos fletores para a estaca W610×174.....	44
Tabela 6-11 – Dados da interação cinemática e momentos fletores para a estaca HZ 1180 MD sol.12.....	45
Tabela 6-12 – Entrada do programa PILAY para o perfil metálico W610×174, maior inércia. ....	47
Tabela 6-13 – Entrada do programa PILAY para o perfil metálico W610×174, menor inércia. ....	48
Tabela 6-14 – Entrada do programa PILAY para a estaca-prancha HZ, maior inércia. 49	
Tabela 6-15 – Entrada do programa PILAY para estaca-prancha HZ, menor inércia. ..	50
Tabela 6-16 – Empuxo estático de solo.....	62
Tabela 6-17 – Empuxo hidrodinâmico. ....	65
Tabela 6-18 – Empuxo dinâmico de solo das camadas não-liquefeitas. ....	67
Tabela 6-19 – Empuxo dinâmico de solo das camadas liquefeitas. ....	67
Tabela 6-20 – Combinações de carregamentos para a verificação estrutural das estacas. ....	69
Tabela 6-21 – Combinações de carregamentos para a verificação do desempenho da estrutura. ....	69
Tabela 7-1 – Momentos fletores devidos à interação cinemática para perfil W610×174. ....	72
Tabela 7-2 – Esforços nas estacas do comprimento enterrado – perfil W610×174. ....	74

Tabela 7-3 – Esforços de cálculo nas estacas – perfil W610×174. ....	76
Tabela 7-4 – Momentos fletores devidos à interação cinemática para perfil HZ.....	78
Tabela 7-5 – Esforços nas estacas do comprimento enterrado – perfil HZ.....	80
Tabela 7-6 – Esforços de cálculo nas estacas – perfil HZ. ....	82

# 1. INTRODUÇÃO

---

## 1.1. Generalidades

Terremotos são eventos naturais com altíssimo potencial de destruição e de perdas humanas e materiais. Na maior parte das vezes, regiões com menor grau de desenvolvimento econômico sofrem maiores perdas, uma vez que utilizam materiais e técnicas de pouca qualidade em suas construções e detêm menos estudos sobre a mitigação dos efeitos dos sismos.

Os terremotos podem se originar por erupções vulcânicas, explosões feitas pelo homem, etc., mas se dão geralmente pela movimentação da crosta terrestre, ou seja, pela interação que existe entre as placas tectônicas ou mesmo por alguma eventual ruptura intraplaca.

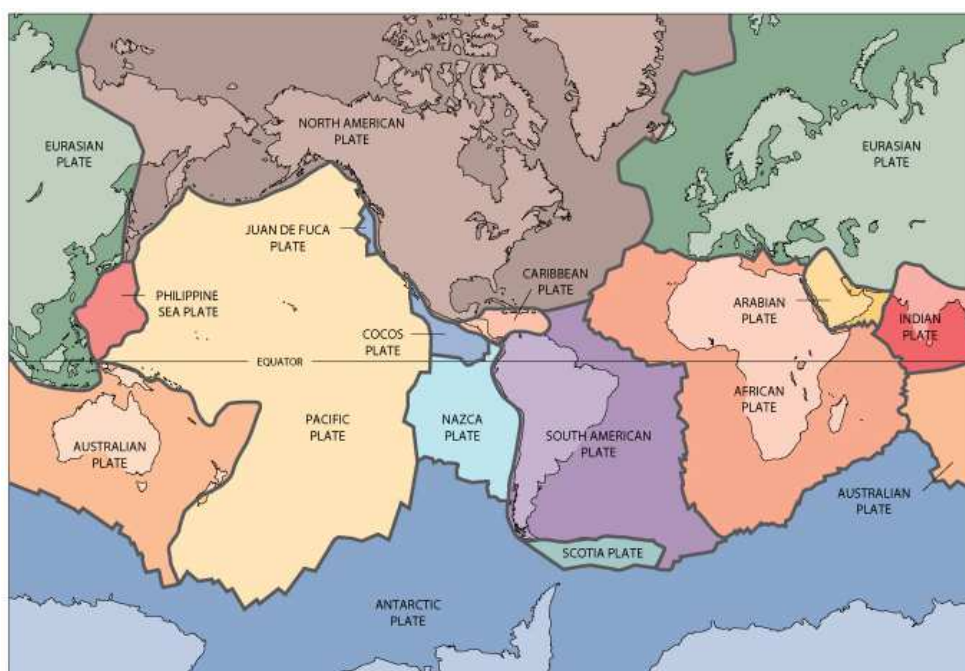


Figura 1-1 – Placas Tectônicas (USGS, 2015a).

O Brasil, como se pode ver na Figura 1-1, encontra-se totalmente em uma região intraplaca. Sabe-se que 95% da atividade sísmica ocorre em regiões situadas sobre as bordas das placas tectônicas por causa das movimentações relativas entre as placas, o que coloca o Brasil, a princípio, em uma situação de baixa sismicidade.

Essas movimentações relativas na crosta liberam subitamente uma grande quantidade de energia, que no solo se transformam em calor, som e ondas mecânicas elásticas. Estas se propagam pelo solo em todas as direções causando deslocamentos nas camadas de solo.

No Brasil, devido à sua baixa atividade sísmica (ver Figura 1-2), o registro dessa atividade é de pouco interesse e, portanto, com poucos registros e informações pouco confiáveis. Porém, em obras de maior responsabilidade, é necessária a verificação do desempenho da estrutura, mesmo quando esta se localiza em região de baixa sismicidade.

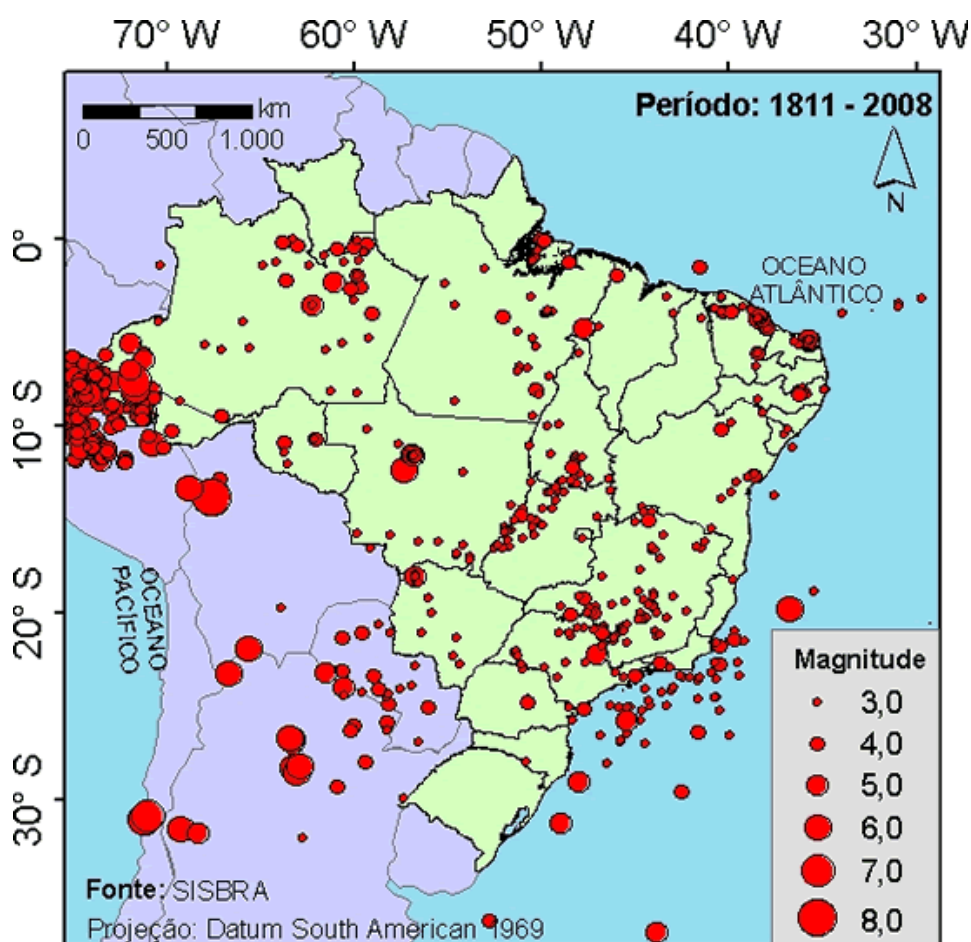


Figura 1-2 – Mapeamento dos sismos ocorridos no Brasil (UNB/OBSIS, 2015).

Embora o risco sísmico no Brasil seja baixo (ver Figura 1-3), ele nem sempre pode ser desprezado. Obras de maior importância (como aquelas que tenham impacto econômico ou que ofereçam risco à população em caso de acidente) ou pequenos edifícios (que por terem frequência natural baixa estão na região espectral mais intensa) devem



passar por uma verificação quanto à sua resistência à sismicidade, particularmente em algumas regiões do Brasil.

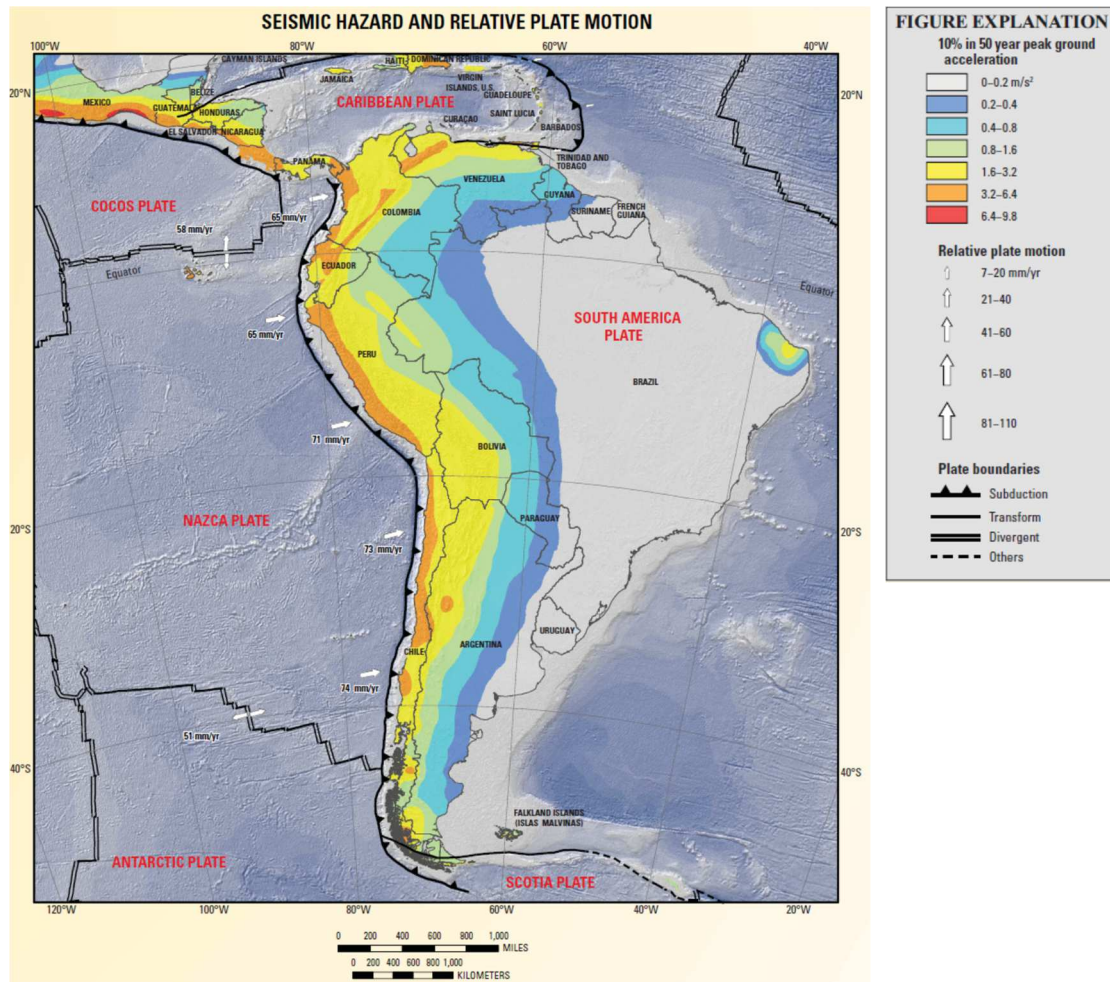


Figura 1-3 – Mapeamento do risco sísmico da América do Sul, para probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos (USGS, 2015b)

Recentemente, DOURADO (2013), a partir de registros sísmicos e fazendo tratamento estatístico e probabilístico dos dados disponíveis, apresenta um mapa (parcial, mostrado na Figura 1-4,) do risco sísmico do Sul e do Sudeste brasileiros, região que concentra mais de 65% do PIB nacional. Note-se que a sismicidade máxima na região é da ordem de 25 cm/s<sup>2</sup> ou 0,025g, para uma probabilidade de 10% de excedência em 50 anos (período de recorrência de 475 anos).

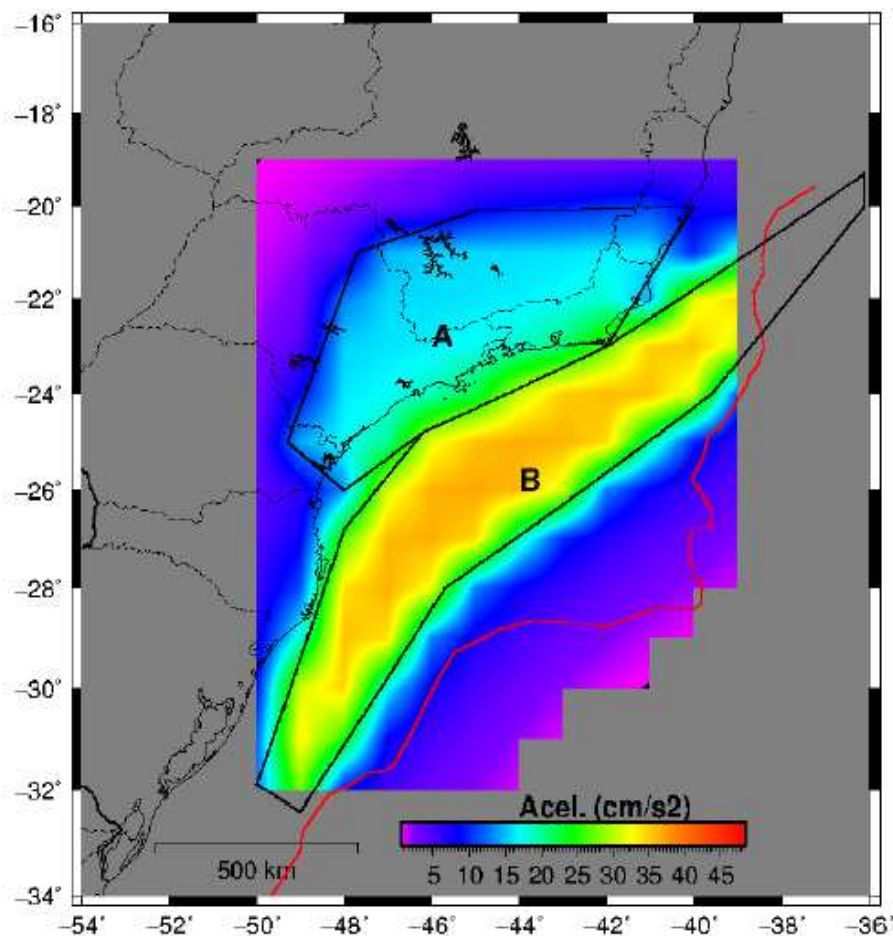


Figura 1-4 – Mapa de risco sísmico mostrando a aceleração de pico do solo na região Sudeste (DOURADO, 2013).

No Brasil há 5 zonas sísmicas definidas pela Norma Brasileira de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos, a NBR 15421 (2006), e, na maior parte de nosso território, as acelerações características estão abaixo de 0,025g, como pode ser visto na Figura 1-5. Estas acelerações correspondem a um período de recorrência de 475 anos. A Figura 1-6 mostra a frequência relativa da ocorrência de sismos na região Sudeste.

No entanto, há duas regiões com potencial sísmico considerável, que são a Amazônia Ocidental, incluindo parte dos estados do Acre, Mato Grosso do Sul, Mato Grosso, Rondônia e Amazonas, por sua proximidade com as bordas da Placa de Nazca e parte do Nordeste brasileiro, englobando os estados do Ceará, Rio Grande do Norte e da Paraíba, por sua proximidade com as bordas da Placa Sulamericana.

Cabe ressaltar que a maior parte do nosso país está em uma região intraplaca e, portanto, sofre muito pouco com a sismicidade em relação a regiões mais próximas às bordas. Entretanto, isso não é garantia de que não possa ocorrer um sismo importante nesta região. A formação de um sismo nestes dois tipos de regiões ocorre de maneira diferente.

Nas bordas, a interação entre placas adjacentes leva a uma ruptura da ligação entre as placas, à liberação de energia e ao tremor. Nas regiões intraplacas, fraturas decorrentes da movimentação da placa sobre o magma existente em camada abaixo da litosfera geram a liberação de energia que pode provocar o sismo. Porém, esses sismos na região interna das placas são em geral de menor intensidade e frequência.

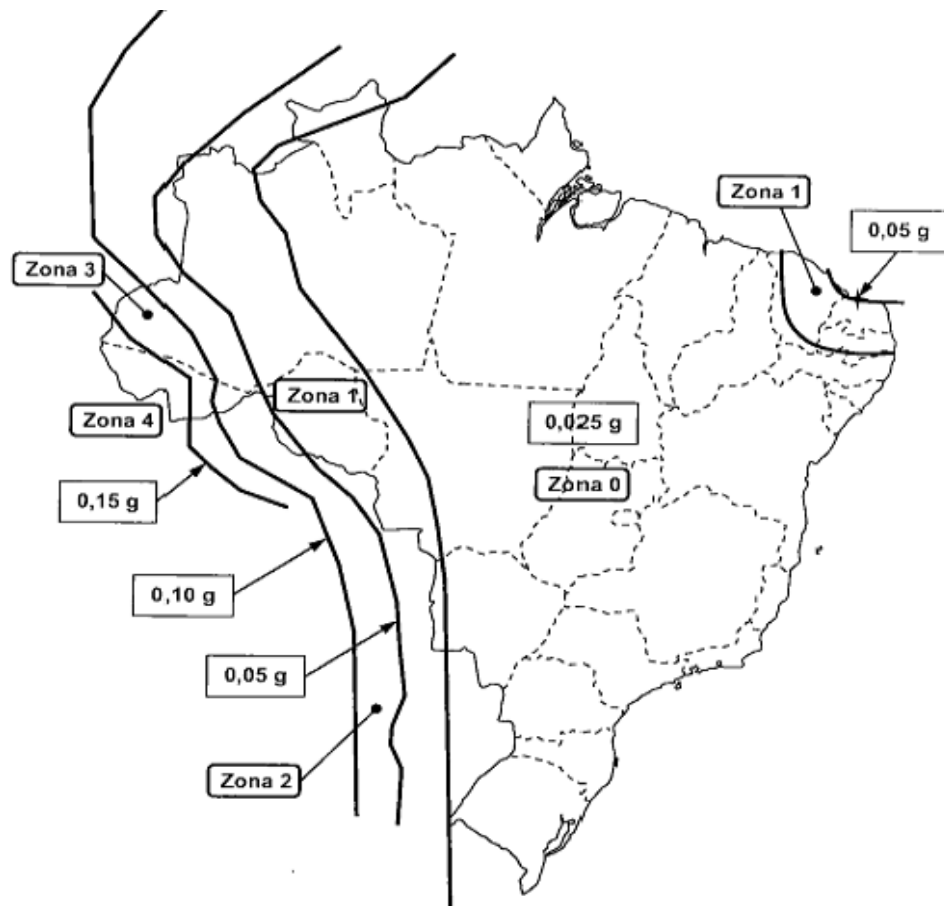


Figura 1-5 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (NBR 15421).

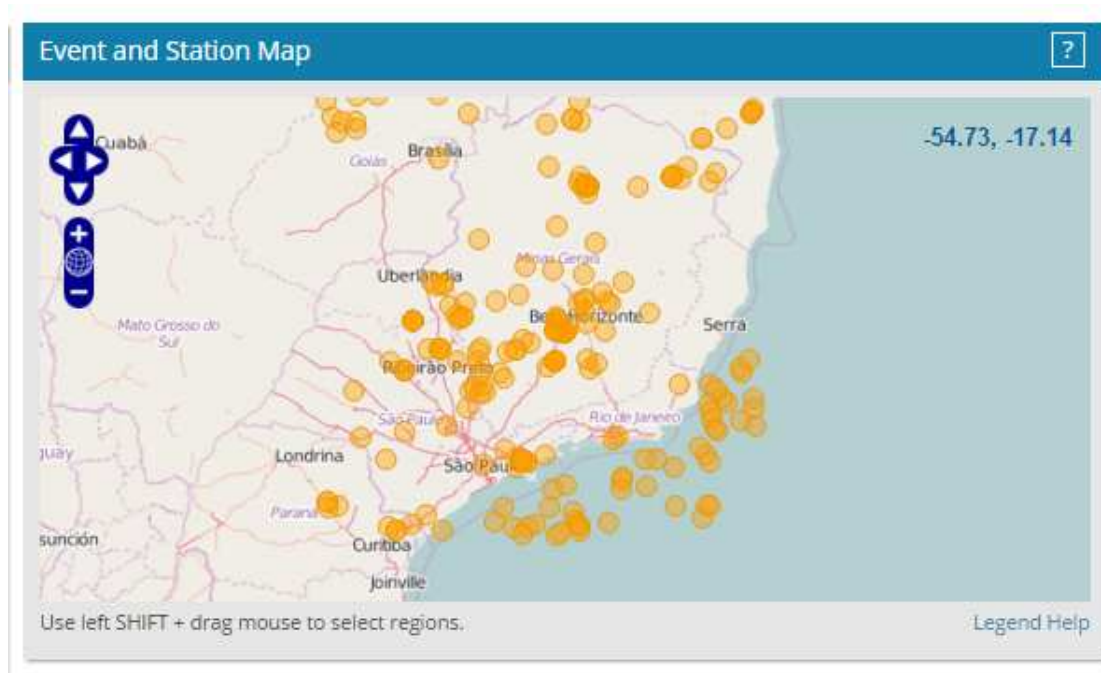


Figura 1-6 – Ocorrência de sismos na região sudeste (USP).

– Danos em estruturas portuárias devidos a sismos

É importante uma breve explanação sobre danos em estruturas portuárias devidos aos sismos para que se veja a motivação deste trabalho e se valide o estudo apresentado.

Não se pode caracterizar a estrutura portuária apenas como obra estrutural ou como obra geotécnica: o cais ou o píer, cuja retaguarda é aterrada, consiste em um sistema em que solo e estrutura trabalham em conjunto.

Em estruturas com cortina metálica, os danos causados por sismos são majoritariamente devidos ao acréscimo de empuxo causado pela movimentação imposta ao solo da retaguarda, muitas das vezes ocorrendo a liquefação do aterro.

Uma das alternativas é o tratamento desse solo de retaguarda com compactação adequada, impedindo assim que o solo se liquefaça. Outra alternativa é a drenagem do solo, impedindo que haja o acréscimo de propressão, causador da desagregação momentânea das partículas de solo.

Operações em portos correspondem a um impacto importante para a economia local e regional por diversos motivos, entre eles, a criação de um número significativo de postos

de trabalho, o investimento no empreendimento, a circulação de mercadorias, etc. Cabe ressaltar que o dano não está somente associado à estrutura propriamente dita, mas também ao tempo que a estrutura levará para retomar suas operações.

Nessas estruturas, o dano estrutural deve ser evitado ao máximo, já que muitos casos suas consequências são irreparáveis (não se pode reparar uma cortina ou um tirante enterrado, por exemplo).

## **1.2. Estudos anteriores**

Este trabalho se insere no contexto do estudo dos efeitos sísmicos sobre as estruturas e, para que fosse possível sua elaboração, ele se apoia em diversos outros trabalhos anteriores sobre esses assuntos.

Seguindo a ordem obedecida na exposição deste trabalho, deve ser citado primeiramente o trabalho de RODRIGUES (2012), sobre a geração de sismos artificiais, alternativa adotada neste trabalho para a obtenção de acelerogramas de projeto. Estes acelerogramas devem ser compatíveis com a aceleração de projeto adotada e atender a requisitos normativos sobre a geração aleatória de sismos.

Deve ser citado também o trabalho de CHALRÉO (2012) do qual se originou o programa SHAKEBR. Usado no estudo da amplificação dinâmica no solo, este programa foi desenvolvido a partir de trabalhos clássicos de SCHNABEL *et al.* (1972) e IDRISSE e SUN (1992).

Outro trabalho clássico a ser mencionado é o de SEED e IDRISSE (1971), que forneceu o que é a base da análise simplificada do potencial de liquefação. Os de IDRISSE e BOULANGER (2004 e 2008), mais recentes, fornecem procedimentos e parâmetros mais detalhados, inclusive para a correlação de número de golpes SPT dos boletins de sondagem com a resistência do solo à liquefação. O estudo da liquefação do solo é imprescindível em qualquer análise sísmica e, principalmente, em estruturas portuárias.

Outro trabalho fundamental é o de NOWAK e ABOUL-ELLA (1977), base teórica do programa PILAY, que torna possível a interação dinâmica solo - estrutura através da obtenção de coeficientes de impedância no topo de estacas e a análise dos esforços nas estacas dentro das camadas de solo.

Na parte de recomendações para estruturas portuárias, o PIANC (2001) dá boa parte das diretrizes, não só para a análise sísmica como para todo o projeto de estruturas portuárias.

Fundamental também o trabalho de KAUSEL *et al.* (1977, *apud* SANTOS, 1992), que propõe o Método das Três Etapas, possibilitando a análise da interação solo - estrutura em etapas independentes.

### **1.3. Objetivo do trabalho**

O objetivo deste trabalho é apresentar uma metodologia para as análises sísmicas de estruturas portuárias, muitas vezes necessárias, por serem obras de grande complexidade, custosas e possuírem grande expressão econômica em uma região. Será abordado um processo de análise com as ferramentas mais modernas levando-se em conta a degradação da resistência do solo devido ao efeito de liquefação e usando-se a geração aleatória de sismos, tomando partido de estudos cujas metodologias são consagradas no meio acadêmico. Também se tentará, na medida do possível, sugerir aspectos construtivos para eventuais melhoras no comportamento das estruturas.

Também serão abordados conceitos da interação dinâmica do solo e da água com a estrutura, bem como as ações dinâmicas correspondentes.

Visto isso, cita-se, como motivação do trabalho, o desenvolvimento de um estudo visando avaliar os efeitos de um sismo em uma estrutura portuária e, conseqüentemente, evitar o impacto econômico na paralisação e reparo de um complexo portuário. Também pertinente, cita-se como motivação promover o desenvolvimento e conhecimento sobre obras portuárias, incluindo a análise destas estruturas considerando sismos, liquefação do solo, interação solo-estrutura e dinâmica em geral.

Far-se-á todo o estudo de caracterização do sismo a partir de investigações de solo em campo e, a partir destes dados, estudar-se-á a interação da estrutura com este solo na ocasião da ocorrência do sismo. A partir de acelerogramas de projeto, será feito o estudo de amplificação dinâmica nas camadas superiores à camada à qual se admitirá a origem do sismo, assim como o estudo do potencial de liquefação deste solo e a interação dinâmica entre solo e estrutura.

Será estudada também a consideração de empuxos dinâmicos de solo e água a partir de recomendações consagradas da literatura.

#### **1.4. Organização do trabalho**

No segundo capítulo apresentar-se-á o estudo dos critérios de análise quanto à sismicidade que regerão o trabalho.

No terceiro capítulo far-se-á o estudo de amplificação dinâmica do solo, bem como o estudo da degradação da resistência após a movimentação desse solo.

O estudo do potencial de liquefação do solo será feito no quarto capítulo, seguindo as considerações desenvolvidas para o estudo do solo.

No quinto capítulo será apresentado o Método das Três Etapas, descrevendo-se cada passo considerado.

O sexto capítulo apresenta o estudo de caso proposto, com descrições das considerações feitas.

No sétimo capítulo, tomando partido do Método das Três Etapas, será feita a integração de todo o estudo feito, com seus respectivos resultados e avaliação da resistência e do desempenho da estrutura.

Finalmente, no oitavo capítulo, serão feitas as considerações finais, com um levantamento das principais conclusões do trabalho.

## **2. CARACTERIZAÇÃO DO SISMO, CRITÉRIOS DE ANÁLISE E CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS**

---

### **2.1. Sismicidade**

O primeiro passo para uma análise sísmica é a definição da sismicidade da região em questão. Isso, com a orientação da norma de projeto adotada, permite a definição da aceleração característica a ser utilizada. Este estudo será de uma estrutura localizada na região Sudeste e que, segundo a NBR15421 (2006), localizar-se-ia na zona 0, onde seria dispensada a análise sísmica segundo esta norma. Em DOURADO (2013) vê-se também que a aceleração característica para essa região é bastante baixa.

Assim, com os estudos e recomendações disponíveis, é possível se fazer localizar a estrutura em termos de zona sísmica, definindo-se as acelerações máximas de projeto.

### **2.2. Critérios para análise de uma estrutura portuária**

O dimensionamento de portos com cortinas metálicas geralmente leva em consideração os efeitos mais desfavoráveis dos deslocamentos na estrutura e os níveis de tensão/deformação.

Para estabelecer os critérios a serem seguidos para as análises, o PIANC (2001) é considerado como a grande autoridade no tema e fornece os parâmetros necessários para a avaliação de desempenho nos diversos aspectos, de tensões, deslocamentos, etc.

No PIANC são definidos critérios que podem guiar o projeto de uma estrutura portuária em função do grau de dano esperado e do grau de desempenho requerido.

#### a) Grau de dano

Esse grupo de definições considera como estará a estrutura após o evento sísmico (grau de dano). As definições, resumidamente, dividem-se em:

- Grau I: pouco ou nenhum dano e pequena ou nenhuma perda de operabilidade;



- Grau II: danos controlados e pequena perda na operabilidade;
- Grau III: danos extensos, perto de colapso. Perda quase total de operabilidade;
- Grau IV: perda total da estrutura, inoperável.

b) Projeto baseado no grau de desempenho:

Esses critérios avaliam o desempenho em dois níveis a partir o estado da estrutura ao final do evento sísmico e também considerando o grau de dano. As Categorias de importância das estruturas são definidas como S (classe especial, críticas para a preservação de vidas humanas, contendo material perigoso ou de importante impacto econômico e social), A (similar à S, mas com efeitos menos críticos), B (estruturas usuais) e C (facilmente reparáveis).

Tabela 2-1 – Categorias e níveis para a avaliação do grau de desempenho da estrutura (adaptado de PIANC, 2001).

CATEGORIA	Nível 1	Nível 2
Categoria S	Grau I: em serviço	Grau I: em serviço
Categoria A	Grau I: em serviço	Grau II: reparável
Categoria B	Grau I: em serviço	Grau III: perto do colapso
Categoria C	Grau II: reparável	Grau IV: colapso

Outros critérios sugerem graus de importância das estruturas a partir da natureza de sua ocupação.

As excitações sísmicas são definidas em dois níveis (1 e 2).

- Nível 1: típico para probabilidade de 50% que o movimento seja excedido durante a vida útil da estrutura (período de recorrência de 75 anos);
- Nível 2: típico para probabilidade de 10% que a movimento seja excedida durante a vida útil da estrutura (período de recorrência de 475 anos).

São sugeridos também percentuais de deformações para enquadrar a estrutura em algum nível ou categoria. No caso de estruturas formadas por cortinas metálicas, os parâmetros são os seguintes.

- Menos que 1,5 % de deformação ou;
- Menos que 3°, medido do leito marinho ao topo da estrutura.

Estruturas portuárias, por estarem perto do mar, são instaladas em solos arenosos, que são bastante susceptíveis à liquefação. Além dos esforços impostos pelas acelerações do sismo, a liquefação pode ser potencialmente destrutiva, levando à perda da resistência do solo e, conseqüentemente, a deslocamentos muito grandes na estrutura. Porto Príncipe, no Haiti, sofreu um terremoto devastador no ano de 2010 e tenta se reerguer da destruição até hoje. A figura 2-1 mostra uma como ficou um cais em Porto Príncipe na ocasião.



Figura 2-1 – Porto de Porto Príncipe, no Haiti, após o terremoto que devastou o país em 2010 (SHAFIEEZADEH *et al.*, 2013).

### **2.3. Acelerogramas de projeto**

Pouquíssimas regiões no mundo possuem boa qualidade de registros reais de acelerações ocorridas por sismos. Existem alguns poucos casos amplamente estudados no mundo, mas eles também não podem ser aplicados em qualquer situação.

No Brasil os registros sobre sismos começaram nos anos 70 e, por estar em uma região de baixa atividade sísmica, esses registros são pouco numerosos e não são de boa qualidade.

Embora haja a recomendação de se usar um sismo real, que tenha características compatíveis entre a região em que ele ocorreu e com a região em que será usado, também existe a possibilidade da geração de sismos artificiais, que se mostra uma importante ferramenta neste tipo de análise.

Os sismos artificiais devem ser criados de tal forma que atendam aos espectros de projeto das normas a serem seguidas, ou seja, os espectros de resposta obtidos na geração aleatória dos sismos devem ser similares aos de projeto das normas.

O único requisito que a NBR 15421 exige é que os espectros de resposta na direção considerada, para um amortecimento de 5%, tenham valores médios não inferiores aos do espectro de projeto para uma faixa entre  $0,2T$  e  $1,5T$ , em que  $T$  é o período fundamental da estrutura naquela direção.

A partir de critérios previamente estabelecidos, como a aceleração característica, tamanho do intervalo de tempo do “output” e número de acelerações a serem fornecidas, por exemplo, os programas fazem a geração aleatória de sismos usando uma série harmônica para representar o acelerograma. Mais detalhes sobre os processos envolvidos podem ser vistos, por exemplo, em PAZ e LEIGH (2004).

### **2.4. O Método das Três Etapas**

A partir do Método das Três Etapas proposto por KAUSEL (1977), é possível dividir a análise dinâmica da interação solo - estrutura em três etapas:

- 1) Análise da interação cinemática no solo;

- 2) Obtenção dos coeficientes de impedância (coeficientes de rigidez e amortecimento) e,
- 3) Análise da interação inercial.

Feitas as três análises, devem ser superpostos os efeitos obtidos. Esta formulação é uma alternativa interessante em vista da análise de todo o modelo, incluindo a modelagem do solo como espaço semi-infinito, via métodos numéricos (Método dos Elementos Finitos, Método dos Elementos de Contorno, etc.), Estes métodos utilizam modelos bastante complexos, particularmente para a representação das regiões semi-infinitas do solo e exigem conhecimento de programas de computador específicos.

### 3. ESTUDO DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA DO SOLO

---

O fenômeno da amplificação dinâmica do solo foi observado primeiramente através de diferenças entre registros colhidos durante um mesmo terremoto. Como eram registrados na superfície, concluiu-se que as condições locais do terreno influenciavam nas respostas obtidas.

Tendo isso em vista, o estudo da caracterização do sismo deve partir de sua origem, ou seja, na rocha, embora os registros sejam medidos na superfície do solo.

Para o estudo de amplificação do solo será usado o programa SHAKEBR, desenvolvido no Departamento de Estruturas da UFRJ, por CHALRÉO (2012), em seu Projeto de Graduação.

O programa foi feito a partir do SHAKE original, desenvolvido por SCHNABEL *et al.* (1972). O programa vem sofrendo melhorias desde então; o SHAKEBR foi feito com base na versão desenvolvida por IDRIS (1992). São utilizadas as soluções analíticas obtidas por ROESSET (1977). Na versão usada neste trabalho, SHAKEBR, é possível se trabalhar na interface Windows, o que não era possível em nenhuma das versões anteriores.

O SHAKEBR considera o solo idealizado como um espaço horizontal semi-infinito em camadas sobrepostas, de solo homogêneo e visco-elástico, sujeitas à propagação vertical das ondas de cisalhamento. A análise é feita no domínio da frequência, sendo, portanto, uma análise linear. A análise não-linear real é aproximada em um processo iterativo, ou seja, são feitas análises lineares equivalentes à não-linear.

A partir de uma excitação em uma base rígida ou elástica (rocha sã ou alterada), a propagação das ondas para a superfície livre é influenciada pelas condições locais do solo, isto é, pelas camadas de solo.

Poderia ser necessária a análise em duas ou três dimensões, mas diversos estudos comprovam que a análise unidimensional gera resultados satisfatórios na maioria dos casos. Essa facilidade foi fundamental para que se fosse desenvolvida a programação do SHAKE, que continua sendo o programa mais utilizado no estudo da análise da amplificação dinâmica no solo. A base teórica desta análise pode ser encontrada em CHALRÉO (2012) e em DATTA (2010).

### 3.1. Análise feita pelo SHAKEBR

O estudo da propagação unidimensional das ondas de cisalhamento fornece expressões analíticas para relações de amplitudes das ondas nas extremidades das camadas. Após analisar um conjunto de camadas, se chegam a funções de amplificação, que quando multiplicadas pelas componentes harmônicas das acelerações na rocha, geram acelerações amplificadas no topo do estrato considerado. No caso de uma única camada de espessura  $H$  sobre solo rígido, as funções tem a forma dada na equação (3.1), cuja expressão gráfica é mostrada na Figura 3-1.

$$R(\omega) = \frac{u_{max}(0, t)}{u_{max}(H, t)} = \frac{1}{\cos(k \times H)} = \frac{1}{\cos(\omega/V_s \times H)} \quad (3.1)$$

Onde  $V_s$  é a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento e  $\omega$  é a frequência circular de excitação

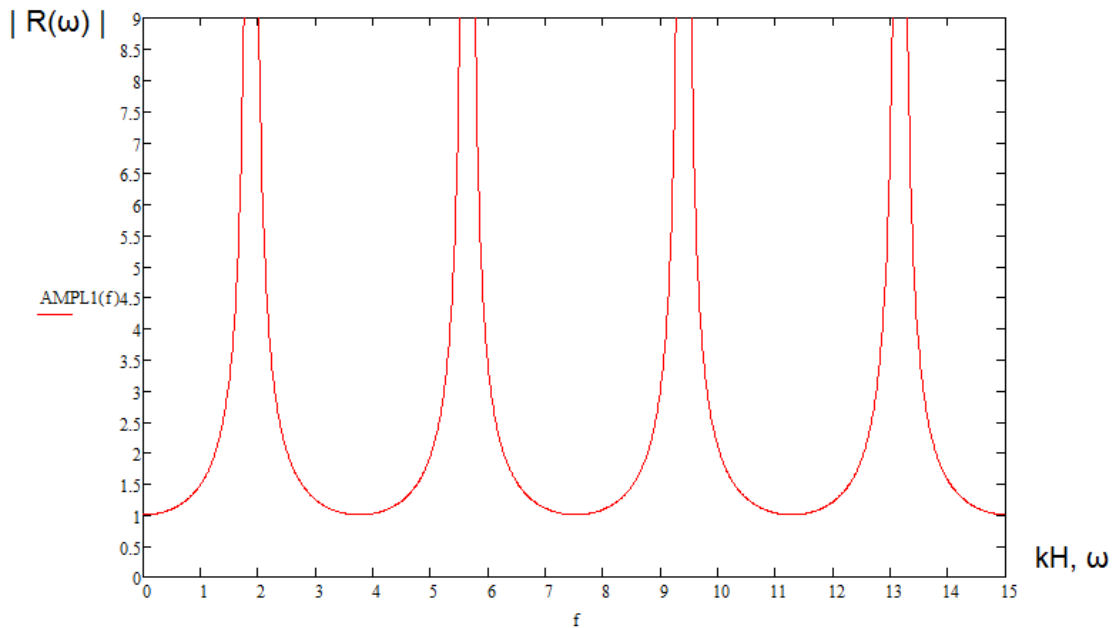


Figura 3-1 – Plotagem do gráfico das funções de transferência para solo não amortecido.

O SHAKEBR também considera que a propagação vertical das ondas gera apenas deslocamentos horizontais, em camadas com espessura determinada e dimensões em planta infinitas.

A análise linear equivalente feita no processo iterativo tem na sua iteração inicial os valores máximos do módulo de cisalhamento do solo. A próxima iteração considera o

módulo de cisalhamento da iteração anterior, compatível com o nível de deformações distorcionais específicas encontrado, de acordo com a Figura 3-2 (típica para areias e argilas). Este é tomado como 2/3 do valor da deformação distorcional máxima obtida na iteração anterior. A taxa de amortecimento é tomada em função desta deformação, de acordo com a Figura 3-3.

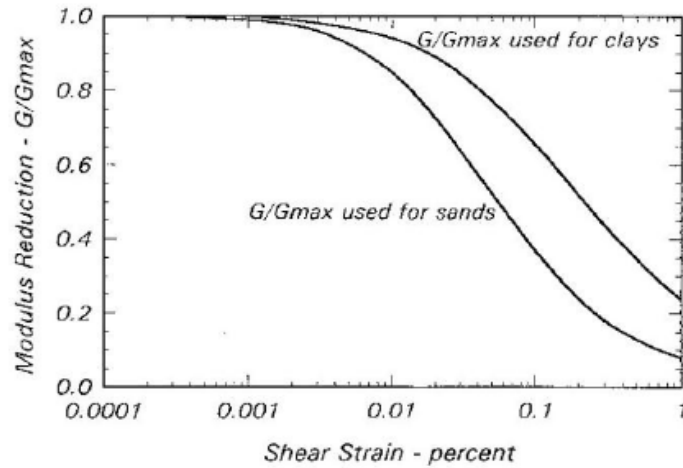


Figura 3-2 – Variação da taxa entre o módulo de elasticidade transversal após deformação do solo e o módulo de elasticidade transversal inicial em relação à deformação específica.

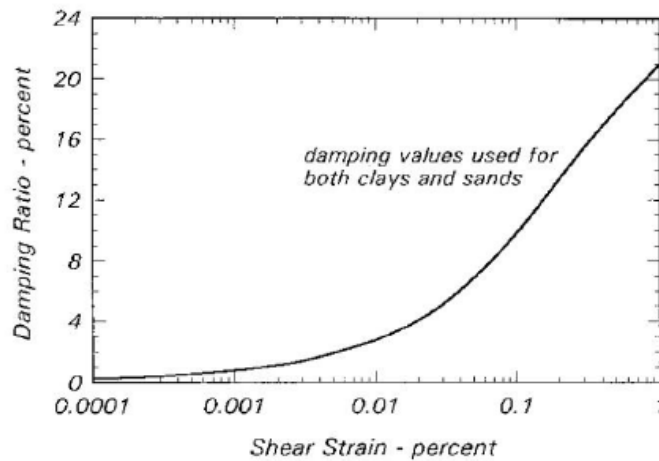


Figura 3-3 – Taxa de amortecimento em relação à deformação específica.

Os passos para se fazer a análise no SHAKEBR são:

- a) Definir o acelerograma a ser considerado na formação rochosa que fica abaixo das camadas de solo. Os parâmetros de entrada são este acelerograma e as propriedades elásticas das diversas camadas que compõem o estrato analisado;
- b) Definir as relações entre módulo de cisalhamento dinâmico e amortecimento com o nível de deformações distorcionais específicas;
- c) Obter com o programa o acelerograma amplificado no topo do solo.



## 4. ESTUDO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DO SOLO

---

A movimentação do solo impõe, além da análise de seus efeitos dinâmicos, que sejam verificadas as condições de resistência do solo sob os efeitos de acelerações, pois a perda de resistência pode levar a diversos quadros de instabilidade da estrutura, como tombamento lateral, recalques excessivos, etc.

A liquefação é um fenômeno incidente basicamente em solos não-coesivos submetidos a tensões cíclicas, em que há a perda momentânea da sua tensão efetiva devido ao aumento de poro-pressão no solo durante a movimentação, e conseqüente perda da resistência geotécnica. Durante a liquefação, o solo passa de uma massa sólida para um fluido bastante denso com partículas suspensas.

Para avaliar os efeitos da liquefação, SEED e IDRIS (1971) elaboraram um método empírico que ainda hoje é a base para a avaliação do potencial de liquefação. Este método sofreu melhorias por diversos pesquisadores até hoje e, neste trabalho, será baseado no capítulo 13 do SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (SCDOT) - GEOTECHNICAL DESIGN MANUAL (2010), que reúne o que há de mais novo em termos de avaliação do potencial de liquefação, inclusive o importante trabalho de IDRIS e BOULANGER (2008).

Aqui ainda faremos algumas adaptações pertinentes, justificadas no decorrer do processo de avaliação.

### 4.1. Taxa média de ciclos de tensões cisalhantes (CSR – Cyclic Shear Stress Ratio)

A expressão adaptada para o chamado Fator de Tensão Cíclica (CSR) é a seguinte:

$$CSR^* = 0,65 \left( \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (4.1)$$

Em que:

- $\sigma_v$  é a tensão vertical total na base da camada;
- $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva na base da camada;
- $g$  é aceleração da gravidade;
- $a_{m\acute{a}x}$  é aceleração máxima sofrida pela camada.

O fator 0,65 serve para se transformar a taxa de tensão cíclica de pico, que acontece poucas vezes ou apenas uma vez, em uma tensão representativa da maior parte do ciclo de tensões.

#### 4.2. Taxa de resistência cíclica (CRR – “Cyclic Resistance Ratio”)

A expressão para o fator de resistência cíclica é o seguinte:

$$CRR^* = e^{\left( \left( \frac{N_{1,60,CS}^*}{14,1} \right) + \left( \frac{N_{1,60,CS}^*}{126} \right)^2 - \left( \frac{N_{1,60,CS}^*}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{N_{1,60,CS}^*}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right)} \quad (4.2)$$

Esta taxa de resistência cíclica é normalizada para areias puras, magnitude do sismo de projeto  $M_w$  igual a 7,5 e sobrecarga de referência de 1atm. Quando da verificação do fator de segurança, esse fator de resistência cíclica é corrigido pelo fator de escala de magnitude MSF (ver item 4.3).

Aqui se fará a correlação da resistência de tensão cíclica com o número de golpes SPT do boletim de sondagem adaptado para nosso estudo. Essa correlação foi apresentada por IDRISSE e BOULANGER (*apud* SCDOT, 2010).

O fator  $N_{1,60,CS}^*$  é o número de golpes normalizado para a referência de sobrecarga efetiva de 1 atm, energia de queda do martelo de 60% e corrigido para um solo constituído de areia com material mais fino. É dado por:

$$N_{1,60,CS}^* = N_{1,60} + \Delta N_{1,60}^* \quad (4.3)$$

Em que:

- $N_{1,60}^*$  é o número de golpes normalizado para a referência de para sobrecarga efetiva de 1 atm, energia de queda do martelo de 60% e estado de areia pura. É dado pela expressão:

$$N_{1,60}^* = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (4.4)$$

Em que:

- $N$  é o número de golpes medido através da sondagem à percussão do boletim de sondagem adaptado;

$C_N$  é o fator de correção da pressão efetiva;

- $C_E$  é o fator de correção da energia de cravação;
- $C_B$  é o fator de correção do diâmetro do furo de sondagem;
- $C_R$  é o fator de correção do comprimento do tubo de revestimento;
- $C_S$  é o fator de correção para o método de amostragem usado.

- $\Delta N_{1,60}^*$  é a correção para o percentual de finos representativo da camada,  $5\% < FC < 35\%$ . Essa correlação é dada pela expressão abaixo:

$$\Delta N_{1,60}^* = e^{\left(1,63 + \left(\frac{9,7}{FC+0,01}\right) - \left(\frac{15,7}{FC+0,01}\right)^2\right)} \leq 5,5 \quad (4.5)$$

Em que FC é o percentual de finos da amostra. Essa taxa foi obtida da figura 4-1:

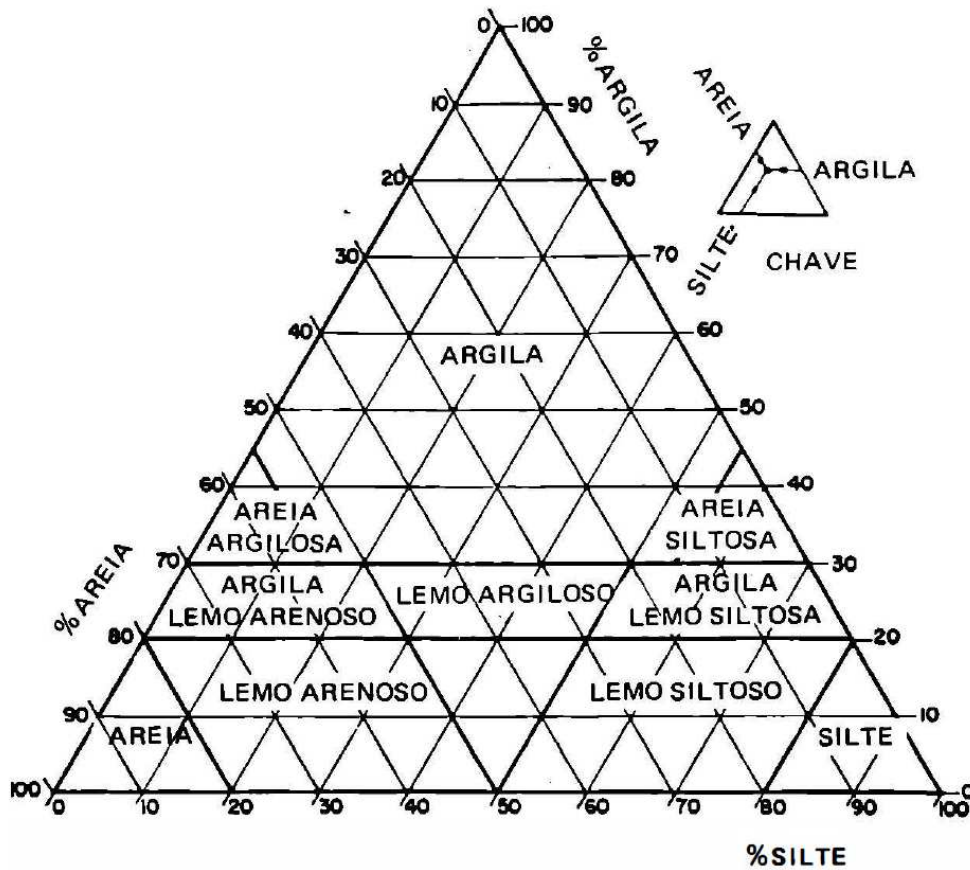


Figura 4-1 – Gráfico trilinear de classificação dos tipos de solo com seus percentuais de finos (Fonte: CAPUTO, 2012).

A equação (4.5) pode ser graficamente representada pela figura 4-2:

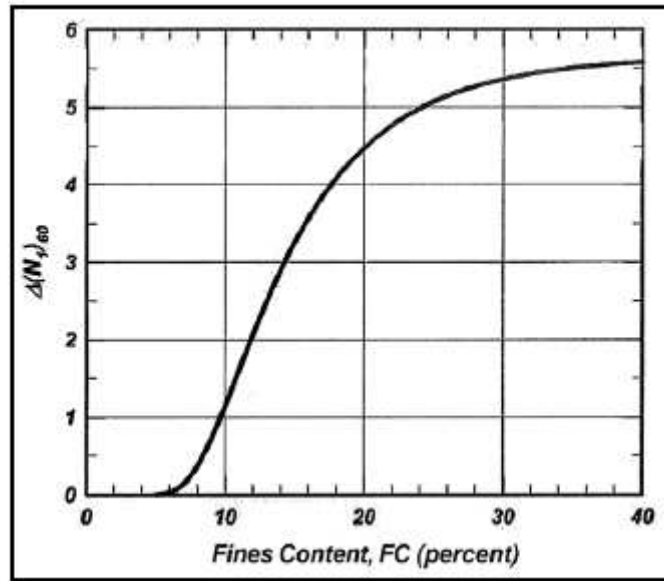


Figura 4-2 – Variação da correção de  $\Delta N_{1,60}^*$  em relação ao percentual de finos (SCDOT, 2010)

### 4.3. Fator de escala de magnitude (MSF – “Magnitude Scaling Factor”)

O fator de escala de magnitude serve para corrigir a magnitude realmente considerada para o sismo. Devido à predominância de terremotos de escala 7,5 no estado da Carolina do Sul, EUA, todo o trabalho foi desenvolvido com esse valor como alvo. Logo, há necessidade de se definir um corretor de escalas.

Esse fator (para areias) é dado por:

$$MSF = 6,9e^{-0,25M_w} - 0,058 \leq 1,8 \quad (4.6)$$

Para argilas, MSF é muito próximo a 1,0.

### 4.4. Fator de Segurança (FS)

O fator de segurança de cada camada quanto à liquefação é dado por:

$$FS = \frac{CRR^*}{CSR^*} MSF \quad (4.7)$$

Para:

$FS \geq 1 \rightarrow$  Não há a possibilidade de liquefação daquela camada;

$FS < 1 \rightarrow$  Há a possibilidade de liquefação daquela camada.

Neste trabalho, por simplificação, desconsideraremos a resistência das camadas liquefazíveis e as consideraremos como um fluido pesado, sem resistência, para os cálculos de empuxo.

## 5. MÉTODO DAS 3 ETAPAS

Conforme dito anteriormente, o Método das 3 Etapas (*Three Step Method*) permite a análise dinâmica da interação solo - estrutura separando-a em 3 etapas independentes, que, ao serem superpostas, representam a resposta global da estrutura.

Embora em alguns casos seja recomendável a análise em apenas uma etapa, modelando-se a estrutura juntamente com o solo, o método proposto por KAUSEL e descrita por SANTOS (1992) permite o desacoplamento entre as análises e, no final, superpondo os resultados. A figura 5-1 mostra o esquema proposto pelo Método das 3 Etapas.

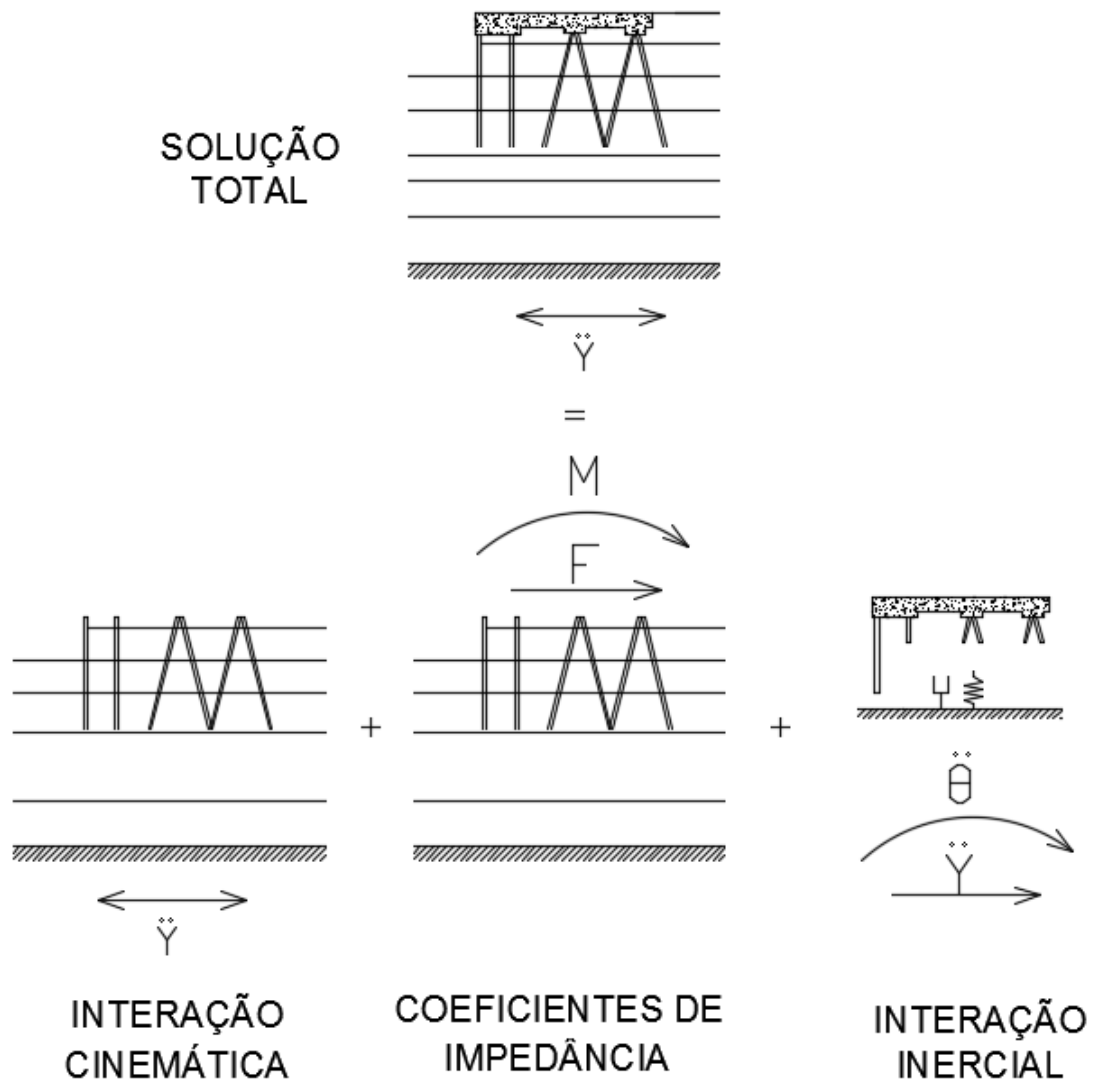


Figura 5-1 – Esquema proposto pelo Método das 3 Etapas.

## 5.1. Estudo da Interação Cinemática

Neste capítulo, estudaremos a interação cinemática do solo, que tem por objetivo a avaliação das deformações impostas aos elementos de fundação devido apenas aos deslocamentos sofridos pelas camadas de solo quando submetidas à movimentação do sismo.

Considerando-se elementos unidimensionais, discretizados em nós ao longo de seus eixos longitudinais, de posse das deformações no solo, é possível calcular a “flecha” em cada conjunto de 3 nós em sequência através da expressão (5.1).

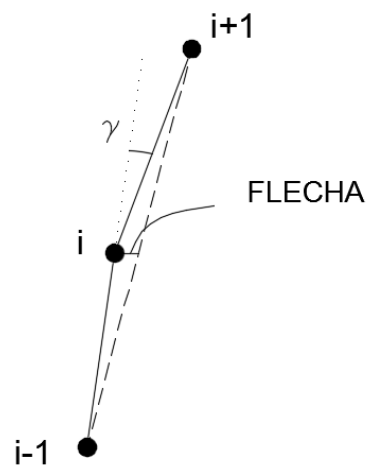


Figura 5-2 – Método para o cálculo da flecha.

$$f = \frac{(d_{i+1} - d_{i-1})}{2} - d_i \quad (5.1)$$

A curvatura ponto a ponto é dada por:

$$\frac{1}{r} = \frac{2f}{(\Delta x)^2} \quad (5.2)$$

Em que  $\Delta x$  é a média das espessuras de duas camadas de solo adjacentes.

O momento fletor em um elemento elástico linear é dado por:

$$M = \frac{1}{r} EI \quad (5.3)$$

Em que  $1/r$  é a curvatura da barra,  $E$  é o módulo de elasticidade do material e  $I$  é o momento de inércia do elemento estudado.

Assim, têm-se os momentos fletores, ponto a ponto, ao longo da parte enterrada da estaca, devidos apenas à interação cinemática entre solo e estaca.

## 5.2. Estudo dos coeficientes de impedância

A obtenção dos coeficientes de impedância também faz parte do Método das Três Etapas de KAUSEL. Consiste na obtenção de matrizes de rigidez e de amortecimento que expressam as relações entre deslocamentos, velocidades e forças nas interfaces entre estrutura de fundação e solo. No caso específico aqui estudado, corresponde à obtenção de coeficientes de rigidez e de amortecimento das estacas no nível da superfície do solo.

Serão aqui utilizadas as soluções de NOWAK e ABOUL-ELLA (1977), que modelaram esse tipo de problema e as automatizaram no programa PILAY. Este usa um modelo de viga sobre apoio visco-elástico com coeficientes de rigidez  $k_z$  e de amortecimento  $c_z$  distribuídos ao longo de seu comprimento.

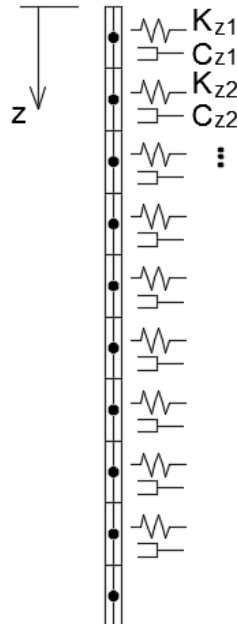


Figura 5-3 – Esquema considerado no PILAY.



Os resultados principais são os coeficientes de rigidez e amortecimento (K e C, respectivamente) condensados no topo das estacas que serão aplicados ao modelo de Interação Inercial.

O programa PILAY também fornece a evolução de esforços e deslocamentos ao longo do comprimento da estaca, resultados que serão utilizados para a verificação estrutural da estaca.

### **5.3. Interação inercial**

A terceira etapa do estudo consiste em se fazer a análise estrutural considerando-se todos os fatores decorrentes do sismo, ou seja, o solo liquefeito e a interação solo-estrutura com os coeficientes de impedância obtidos, além da aplicação dos empuxos atuantes.

## 6. ESTUDO DE CASO DE UMA ESTRUTURA DE CAIS

---

Este capítulo apresenta todo o processo de obtenção dos valores aplicados e considerados para o caso de análise sísmica da estrutura de um cais. Passo a passo, seguindo-se a ordem descrita neste trabalho, serão mostradas as considerações e os cálculos feitos para se chegar aos resultados.

### 6.1. Solo estudado

O solo a ser considerado foi extraído do boletim de sondagem de um caso real, que se encontra reproduzido no Anexo 11.1. Por conveniência, as camadas reais de solo foram adaptadas para este estudo.

O módulo de elasticidade transversal das diversas camadas do solo foi avaliado segundo RICHART *et al.* (*apud* SANTOS, 2013), através das seguintes expressões:

Para areias de grãos arredondados:

$$G = 218 \frac{\sigma_m^{\frac{1}{2}}(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (6.1)$$

Para areias de grãos angulosos:

$$G = 102 \frac{\sigma_m^{\frac{1}{2}}(2,97 - e)^2}{1 + e} \quad (6.2)$$

Em que:

$G$  é o módulo de elasticidade transversal da camada, em MPa;

$\sigma_m$  é a pressão octaédrica média, calculada como  $\sigma_m = \frac{2}{3}\sigma_v$ , sendo  $\sigma_v$  a pressão efetiva de solo na camada em MPa (considerando-se assim o coeficiente de empuxo no repouso como  $K_0 = 0,5$ );

$e$  é o índice de vazios do solo.

Para areias, podem ser considerados valores extremos, desde areias muito compactas com  $e = 0,35$  até areias muito fofas com  $e = 1,05$ . Areias com classificação intermediária devem ter seu índice de vazios escolhidos entre essa faixa de valores.

No caso de siltes e argilas, as expressões de RICHART *et al.* foram consideradas ainda como válidas (com a expressão de grãos arredondados). Para argilas, os índices de vazios foram considerados conforme o quadro abaixo.

Tabela 6-1 – Valores para índice de vazios em argilas (adaptado de SANTOS, 2013).

Argila	Mole	Média	Rija	Dura
$e$	$\geq 1,5$	0,6	0,3	0,2

A massa específica do solo também foi estimada, segundo CINTRA *et al.* (2001), conforme mostrado na Tabela 6.2.

Como a entrada de dados do SHAKEBR é em unidades americanas, são apresentadas as espessuras das camadas em metros e em pés. A figura 6-1 mostra o esquema das camadas adotadas para a modelagem.

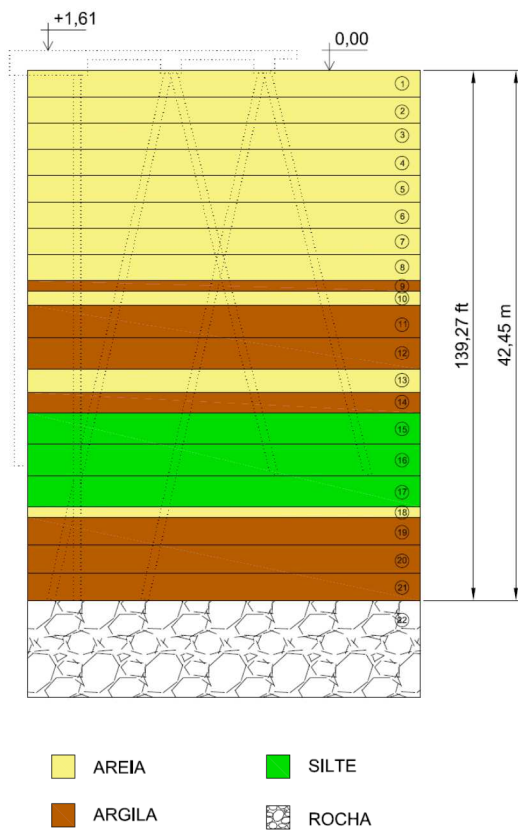


Figura 6-1 – Esquema do solo adaptado do boletim de sondagem.

As informações sobre o solo adaptado são mostradas na Tabela 6-2. Por conveniência, o solo foi modelado a partir de um nível 0,00 arbitrário.

Tabela 6-2 – Solo estudado adaptado do boletim de sondagem.

CAMADA	TIPO DE SOLO	NÍVEL INFERIOR DA CAMADA (m)	ESPESSURA DA CAMADA (m)	ESPESSURA DA CAMADA (ft)	G (MPa)	PESO ESPECÍFICO (kN/m <sup>3</sup> )
1	AREIA	-2,10	2,10	6,89	23,69	18
2	AREIA	-4,20	2,10	6,89	96,62	20
3	AREIA	-6,30	2,10	6,89	164,79	21
4	AREIA	-8,41	2,10	6,89	48,98	21
5	AREIA	-10,51	2,10	6,89	66,45	21
6	AREIA	-12,61	2,10	6,89	72,19	21
7	AREIA	-14,71	2,10	6,89	77,51	21
8	AREIA	-16,81	2,10	6,89	82,05	20
9	ARGILA	-17,64	0,83	2,72	66,90	15
10	AREIA	-18,75	1,11	3,64	49,99	19
11	ARGILA	-21,36	2,61	8,56	72,47	19
12	ARGILA	-23,97	2,61	8,56	128,14	19
13	AREIA	-25,83	1,86	6,10	144,61	21
14	ARGILA	-27,45	1,62	5,31	157,30	17
15	SILTE	-29,95	2,50	8,21	153,16	19
16	SILTE	-32,46	2,50	8,21	158,60	19
17	SILTE	-34,96	2,50	8,21	162,70	17
18	AREIA	-35,79	0,83	2,72	135,81	20
19	ARGILA	-38,01	2,22	7,28	154,77	17
20	ARGILA	-40,23	2,22	7,28	157,93	17
21	ARGILA	-42,45	2,22	7,28	161,04	17

## 6.2. Sismicidade

Foi visto no capítulo introdutório que nosso país encontra-se totalmente inserido na Placa Sulamericana, ou seja, está em uma região intraplaca.

Pela NBR 15421, para edificações usuais, residenciais e comerciais, a análise sísmica seria dispensada.

No entanto, considerando-se o grau de responsabilidade envolvido no projeto de uma instalação portuária importante, decidiu-se adotar para a aceleração característica o valor de 0,1g. Isso oferecerá resultados não desprezíveis e, assim, poderemos fazer uma análise que se possa aplicar à uma situação correspondente. Abaixo, apresenta-se o espectro de projeto (nas abscissas, períodos T em segundos e nas ordenadas, frações de “g”) segundo a NBR 15421 para terrenos de Classe B (“rocha”).

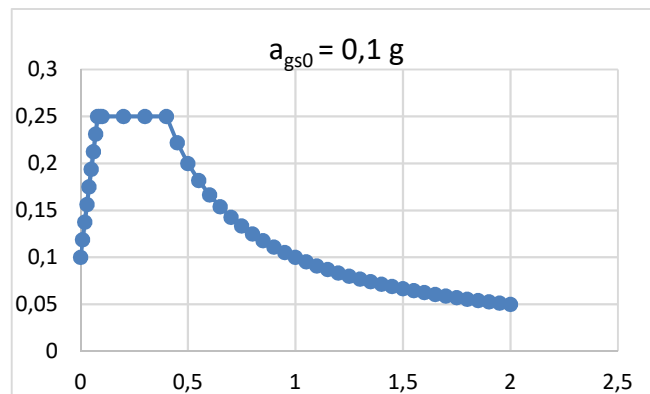


Figura 6-2 – Espectro de projeto para  $a_{gs0} = 0,1g$ , segundo a NBR 15421.

## 6.3. Acelerograma

Estando a aceleração característica definida em 0,1g, partiu-se para a obtenção de um acelerograma artificial de projeto. A opção aqui usada foi a geração de um sismo artificial através do programa ARTQUAKE, melhor descrito em RODRIGUES (2012) e em SANTOS *et al.* (2014).

O acelerograma utilizado aqui atende ao que foi exposto no item 2.3. A seguir, o acelerograma de projeto e espectro de resposta a ele associado são apresentados nas Figuras 6-3 e 6-4, sendo o espectro comparado com o espectro de projeto desejado.

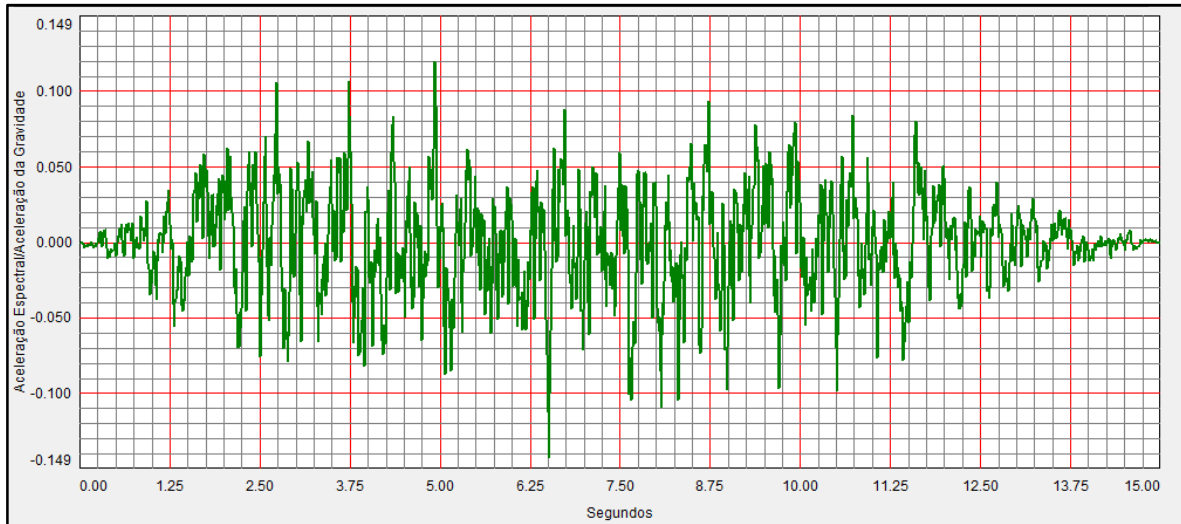


Figura 6-3 – Acelerograma de projeto

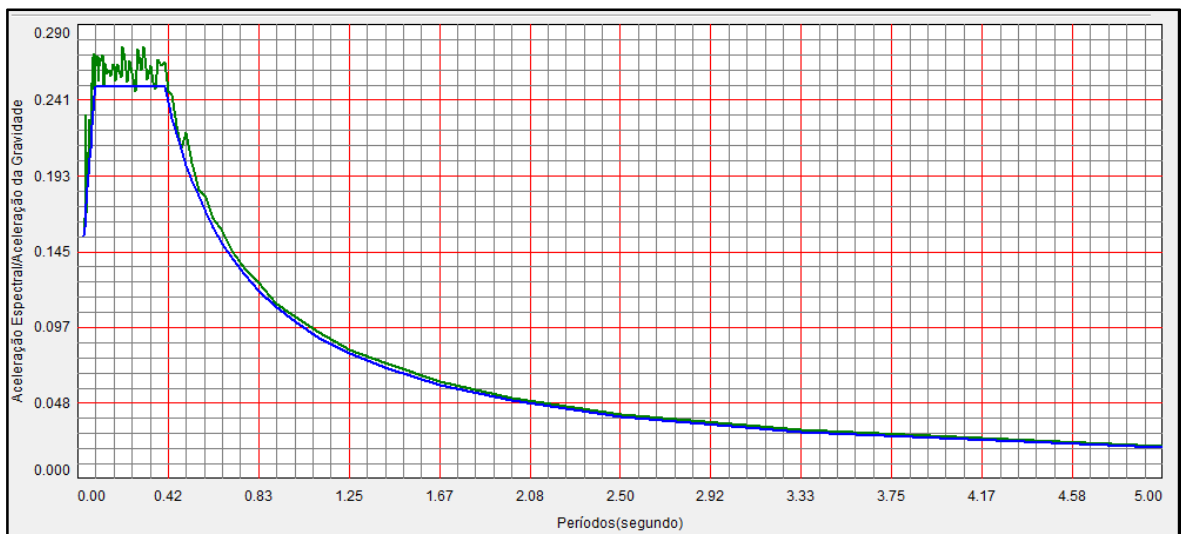


Figura 6-4 – Espectro de resposta do acelerograma

#### 6.4. Estudo de amplificação utilizando-se o SHAKEBR

No caso em estudo, foi necessário o estudo de amplificação em duas etapas devido ao efeito da liquefação. Após uma primeira análise e de posse do perfil de acelerações amplificado através da coluna de solo, fez-se a análise do potencial de liquefação das camadas. Viu-se que os primeiros 5 metros de solo apresentavam potencial de liquefação elevado e o procedimento adotado foi considerar que essas camadas não teriam resistência e seriam desprezadas.

Com uma coluna de solo resistente menor, houve a necessidade de se refazer a análise, com uma coluna de solo 5 m menor. Essa parcela de camada liquefeita foi considerada como um fluido pesado, conforme será visto no cálculo dos empuxos.

A partir do boletim de sondagem de projeto, apresentado no capítulo anterior, modelou-se o solo em estudo, adotando-se as propriedades físicas mostradas na Tabela 6-3. A velocidade da onda cisalhante é dada por:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (6.3)$$

Em que:

$G$  é o módulo de elasticidade transversal da camada, em kPa, e;

$\rho$  é a massa específica do solo que compõe a camada, em t/m<sup>3</sup>.

Tabela 6-3 – Dados de entrada para o SHAKEBR.

CAM.	TIPO DE SOLO	NÍVEL INFERIOR DA CAMADA (m)	ESPESSURA DA CAMADA (m)	PESO ESPECÍFICO (kN/m <sup>3</sup> )	TENSÃO TOTAL NA BASE DA CAMADA (kPa)	TENSÃO EFETIVA MÉDIA NA BASE DA CAMADA (kPa)	INDICE DE VAZIOS	G (MPa)	Vs (m/s)
1	AREIA	-2,10	2,10	18	37,82	25,22	1,00	23,69	114,72
2	AREIA	-4,20	2,10	20	58,84	39,22	0,40	96,62	219,80
3	AREIA	-6,30	2,10	21	81,95	54,63	0,20	164,79	280,13
4	AREIA	-8,41	2,10	21	105,06	70,04	0,90	48,98	152,72
5	AREIA	-10,51	2,10	21	128,18	85,45	0,80	66,45	177,88
6	AREIA	-12,61	2,10	21	151,29	100,86	0,80	72,19	185,41
7	AREIA	-14,71	2,10	21	174,40	116,27	0,80	77,51	192,12
8	AREIA	-16,81	2,10	20	195,42	130,28	0,80	82,05	202,55
9	ARGILA	-17,64	0,83	15	199,57	133,04	1,05	66,90	211,19
10	AREIA	-18,75	1,11	20	210,67	140,44	1,05	49,99	158,10
11	ARGILA	-21,36	2,61	19	234,16	156,10	1,05	72,47	195,30
12	ARGILA	-23,97	2,61	19	257,65	171,76	0,70	128,14	259,70
13	AREIA	-25,83	1,86	21	278,11	185,40	0,60	144,61	262,42
14	ARGILA	-27,45	1,62	17	289,45	192,96	0,60	157,30	304,19
15	SILTE	-29,95	2,50	19	311,98	207,98	0,60	153,16	283,92
16	SILTE	-32,46	2,50	19	334,51	223,00	0,60	158,60	288,92
17	SILTE	-34,96	2,50	17	352,03	234,69	0,60	162,70	309,36
18	AREIA	-35,79	0,83	20	360,33	240,22	0,70	135,81	260,59
19	ARGILA	-38,01	2,22	17	375,87	250,58	0,70	154,77	301,73
20	ARGILA	-40,23	2,22	17	391,41	260,94	0,70	157,93	304,80
21	ARGILA	-42,45	2,22	17	406,95	271,30	0,70	161,04	307,78



Devido ao SHAKEBR trabalhar com pés (ft) e libras (lb) em seus cálculos, fez-se necessária a conversão de unidades para a entrada de dados no programa.

Tabela 6-4 – Dados de entrada para o SHAKEBR em unidades americanas.

CAMADA	TIPO DE SOLO	NÍVEL INFERIOR DA CAMADA (ft)	ESPESSURA DA CAMADA (ft)	PESO ESPECÍFICO (0,001 lb /ft <sup>3</sup> )	G (0,001 lb /ft <sup>2</sup> )	Vs (ft/s)
1	AREIA	-6,89	6,89	0,112	494,78	376,38
2	AREIA	-13,79	6,89	0,125	2017,95	721,11
3	AREIA	-20,68	6,89	0,131	3441,71	919,05
4	AREIA	-27,58	6,89	0,131	1022,97	501,05
5	AREIA	-34,47	6,89	0,131	1387,84	583,61
6	AREIA	-41,36	6,89	0,131	1507,72	608,29
7	AREIA	-48,26	6,89	0,131	1618,83	630,31
8	AREIA	-55,15	6,89	0,125	1713,65	664,52
9	ARGILA	-57,87	2,72	0,094	1397,24	692,87
10	AREIA	-61,52	3,64	0,125	1044,06	518,69
11	ARGILA	-70,08	8,56	0,119	1513,57	640,75
12	ARGILA	-78,64	8,56	0,119	2676,26	852,02
13	AREIA	-84,74	6,10	0,131	3020,24	860,94
14	ARGILA	-90,06	5,31	0,106	3285,28	997,99
15	SILTE	-98,27	8,21	0,119	3198,81	931,50
16	SILTE	-106,49	8,21	0,119	3312,43	947,89
17	SILTE	-114,70	8,21	0,106	3398,06	1014,97
18	AREIA	-117,42	2,72	0,125	2836,45	854,94
19	ARGILA	-124,70	7,28	0,106	3232,44	989,93
20	ARGILA	-131,99	7,28	0,106	3298,44	999,98
21	ARGILA	-139,27	7,28	0,106	3363,39	1009,78

O programa já contém curvas representativas da degradação do módulo de elasticidade transversal e do aumento do amortecimento para rochas, areias e argilas. Foi adicionada uma curva para representação das camadas de silte, conforme proposto por ZHANG e SUN (2011), ilustradas na figura 6-5.

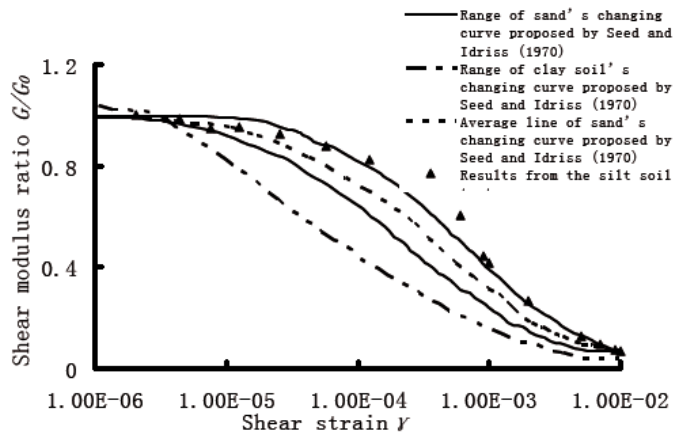


Figura 6-5 – Curva da variação do módulo de elasticidade transversal em relação à deformação, silte (ZHANG e SUN, 2011).

Abaixo, podem-se ver os dados de entrada no programa SHAKEBR:

SHAKE Options Values

Option 1 Option 2 Option 3 Option 4 Option 5 Option 6 Option 7 Option 8 Option 9 Option 10 Option 11

Soil Profile

Unit System

English Units (ft, ksf, kip/ft<sup>3</sup>, ft/s, s, g, Hz, cm/s<sup>2</sup>)

System International (m, kPa, t/m<sup>3</sup>, m/s, s, g, Hz, cm/s<sup>2</sup>)

Identification

Dissertação

Soil Profile Layers - English Units (ft, ksf, kip/ft<sup>3</sup>, ft/s, s, g, Hz, cm/s<sup>2</sup>)

Sublayer	Soil Type	Select Soil Type	Thickness	Max Shear Modulus	Initial Estimate Damping	Mass Density	Max Shear Wave Velocity
1	2	Sand	6,89	494,84	0,050	0,112	376,38
2	2	Sand	6,89	2017,85	0,050	0,125	721,11
3	2	Sand	6,89	3441,72	0,050	0,131	919,05
4	2	Sand	6,89	1022,89	0,050	0,131	501,05
5	2	Sand	6,89	1387,80	0,050	0,131	583,61
6	2	Sand	6,89	1507,74	0,050	0,131	608,29
7	2	Sand	6,89	1618,82	0,050	0,131	630,31
8	2	Sand	6,89	1713,57	0,050	0,125	664,52
9	1	Clay	2,73	1397,30	0,050	0,094	692,87
10	2	Sand	3,64	1044,08	0,050	0,125	518,69
11	1	Clay	8,57	1513,56	0,050	0,119	640,75
12	1	Clay	8,57	2676,16	0,050	0,119	852,02

Figura 6-6 – Entrada de dados do SHAKEBR.

O perfil de acelerações obtido foi o seguinte:

Tabela 6-5 – Acelerações por camadas.

CAMADA	ACELERAÇÕES (EM g)
1	0,2290
2	0,2067
3	0,1934
4	0,1844
5	0,1678
6	0,1531
7	0,1638
8	0,1621
9	0,1595
10	0,1787
11	0,1790
12	0,1621
13	0,1531
14	0,1535
15	0,1409
16	0,1294
17	0,1376
18	0,1229
19	0,1212
20	0,1092
21	0,1024
22	0,1000

Conforme dito anteriormente, este perfil de acelerações será modificado após a análise de potencial de liquefação, conforme estudado no item a seguir. Após se desprezarem as camadas com potencial de liquefação e feita nova análise de amplificação, obteremos um novo perfil de acelerações das camadas, com o qual será trabalhado a partir de então.

### **6.5. Potencial de liquefação do solo**

O estudo do potencial de liquefação foi feito para todas as camadas ao longo do perfil de sondagem, metro a metro. Tomando-se os valores da Tabela 6.5 e com a ajuda de uma planilha eletrônica é possível a automatização dos cálculos. Os resultados encontram-se na Tabela 6-6.

Tabela 6-6 – Estudo do potencial de liquefação.

Nível da base	Número de golpes (SPT)	Tipo de Solo	Solo sat. ou não sat.	Pressão Total kN/m <sup>2</sup>	Pressão Efetiva kN/m <sup>2</sup>	Cont. de Finos (%)	C <sub>E</sub>	C <sub>B</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>S</sub>	C <sub>N</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	(ΔN <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60CS</sub>	MSF	Aceleração (em g's)	CSR	CRR	FS
-1,00	4	Areia	não sat.	18	18	10	1,0	1,05	0,80	1,0	1,70	5,7	1,1	6,9	1,482	0,2290	0,149	0,097	0,969
-2,00	4	Areia	sim	36	26	10	1,0	1,05	0,80	1,0	1,70	5,7	1,1	6,9	1,482	0,2215	0,199	0,097	0,723
-3,00	9	Areia	sim	54	34	10	1,0	1,05	0,80	1,0	1,70	12,9	1,1	14,0	1,482	0,2141	0,221	0,148	0,992
-4,00	10	Areia	sim	74	44	10	1,0	1,05	0,80	1,0	1,51	12,7	1,1	13,8	1,482	0,2067	0,226	0,146	0,960
-5,00	21	Areia	sim	94	54	10	1,0	1,05	0,80	1,0	1,36	24,0	1,1	25,2	1,482	0,2000	0,226	0,294	1,923
-6,00	27	Areia	sim	115	65	30	1,0	1,05	0,80	1,0	1,24	28,1	5,4	33,5	1,482	0,1934	0,222	0,828	5,516
-7,00	27	Areia	sim	136	76	30	1,0	1,05	0,80	1,0	1,15	26,0	5,4	31,4	1,482	0,1889	0,220	0,586	3,954
-8,00	27	Areia	sim	157	87	40	1,0	1,05	0,80	1,0	1,07	24,3	5,5	29,8	1,482	0,1844	0,216	0,474	3,245
-9,00	27	Areia	sim	178	98	40	1,0	1,05	0,80	1,0	1,01	22,9	5,5	28,4	1,482	0,1761	0,208	0,401	2,859
-10,00	26	Areia	sim	199	109	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,96	20,9	5,5	26,4	1,482	0,1678	0,199	0,328	2,441
-11,00	30	Areia	sim	220	120	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,91	23,0	5,5	28,5	1,482	0,1605	0,191	0,405	3,140
-12,00	28	Areia	sim	241	131	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,87	20,5	5,5	26,0	1,482	0,1531	0,183	0,317	2,566
-13,00	22	Areia	sim	262	142	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,84	15,5	5,5	21,0	1,482	0,1584	0,190	0,219	1,706
-14,00	18	Areia	sim	283	153	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,81	12,2	5,5	17,7	1,482	0,1638	0,197	0,181	1,362
-15,00	23	Areia	sim	304	164	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,78	15,1	5,5	20,6	1,482	0,1629	0,196	0,213	1,609
-16,00	19	Areia	sim	324	174	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,76	12,1	5,5	17,6	1,482	0,1621	0,196	0,180	1,357
-17,00	12	Areia	sim	344	184	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,74	7,4	5,5	12,9	1,482	0,1608	0,195	0,139	1,058
-18,00	5	Argila	sim	359	189	60	1,00	1,05	0,80	1,0	0,73	3,1	5,5	8,6	1,482	0,1595	0,197	0,108	Não Aplicável
-19,00	15	Areia	sim	379	199	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,71	8,9	5,5	14,4	1,482	0,1787	0,221	0,151	1,014
-20,00	10	Argila	sim	398	208	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,69	5,8	5,5	11,3	1,482	0,1790	0,223	0,127	Não Aplicável
-21,00	13	Argila	sim	417	217	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,68	7,4	5,5	12,9	1,482	0,1705	0,213	0,139	Não Aplicável
-22,00	11	Argila	sim	436	226	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,67	6,1	5,5	11,6	1,482	0,1621	0,203	0,130	Não Aplicável
-23,00	12	Argila	sim	455	235	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,65	6,6	5,5	12,1	1,482	0,1591	0,200	0,133	Não Aplicável
-24,00	15	Argila	sim	474	244	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,64	8,1	5,5	13,6	1,482	0,1561	0,197	0,144	Não Aplicável
-25,00	35	Areia	sim	495	255	30	1,0	1,05	0,80	1,0	0,63	18,4	5,4	23,8	1,482	0,1531	0,193	0,264	2,022
-26,00	34	Areia	sim	516	266	30	1,0	1,05	0,80	1,0	0,61	17,5	5,4	22,9	1,482	0,1533	0,193	0,247	1,895
-27,00	8	Argila	sim	533	273	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,61	4,1	5,5	9,6	1,482	0,1535	0,195	0,115	Não Aplicável
-28,00	9	Argila	sim	550	280	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,60	4,5	5,5	10,0	1,482	0,1472	0,188	0,118	Não Aplicável
-29,00	25	Silte	sim	569	289	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,59	12,4	5,5	17,9	1,482	0,1409	0,180	0,182	1,497
-30,00	25	Silte	sim	588	298	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,58	12,2	5,5	17,7	1,482	0,1352	0,173	0,180	1,541
-31,00	25	Silte	sim	607	307	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,57	12,0	5,5	17,5	1,482	0,1294	0,166	0,179	1,590
-32,00	25	Silte	sim	626	316	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,56	11,8	5,5	17,3	1,482	0,1335	0,172	0,177	1,524
-33,00	25	Silte	sim	643	323	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,56	11,7	5,5	17,2	1,482	0,1376	0,178	0,176	1,462
-34,00	25	Silte	sim	660	330	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,55	11,6	5,5	17,1	1,482	0,1327	0,172	0,174	1,499
-35,00	25	Silte	sim	677	337	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,54	11,4	5,5	16,9	1,482	0,1278	0,167	0,173	1,539
-36,00	14	Areia	sim	697	347	30	1,0	1,05	0,80	1,0	0,54	6,3	5,4	11,7	1,482	0,1229	0,160	0,130	1,201
-37,00	6	Argila	sim	714	354	20	1,0	1,05	0,80	1,0	0,53	2,7	4,5	7,2	1,482	0,1212	0,159	0,099	Não Aplicável
-38,00	7	Argila	sim	731	361	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,53	3,1	5,5	8,6	1,482	0,1152	0,152	0,109	Não Aplicável
-39,00	8	Argila	sim	748	368	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,52	3,5	5,5	9,0	1,482	0,1092	0,144	0,111	Não Aplicável
-40,00	9	Argila	sim	765	375	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,52	3,9	5,5	9,4	1,482	0,1058	0,140	0,114	Não Aplicável
-41,00	7	Argila	sim	782	382	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,51	3,0	5,5	8,5	1,482	0,1024	0,136	0,108	Não Aplicável
-42,00	9	Argila	sim	799	389	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,51	3,8	5,5	9,3	1,482	0,1016	0,136	0,113	Não Aplicável
-42,45	10	Argila	sim	816	396	60	1,0	1,05	0,80	1,0	0,50	4,2	5,5	9,7	1,482	0,1008	0,135	0,116	Não Aplicável

Após a primeira análise é possível se notar que as camadas 1 a 4 apresentam fatores de segurança menores que 1, ou seja, estas camadas têm alto potencial de liquefação. Logo, a partir daqui, essas camadas liquefeitas serão consideradas apenas como um fluido pesado, não contribuindo como camadas resistentes.

É necessário, porém, se fazer uma segunda análise, já que as camadas superiores não possuem resistência, afetando assim diretamente a amplificação do solo nas camadas superiores resistentes.

O estudo de potencial de liquefação, portanto, fica como mostrado na Tabela 6-7.

Tabela 6-7 – Estudo do potencial de liquefação retirando-se as camadas liquefeitas.

Nível da base	SPT Nro Golpes (medido)	Tipo de Solo	Solo sat. ou não sat.	Pressão Total kN/m <sup>2</sup>	Pressão Efetiva kN/m <sup>2</sup>	Cont. de Finos (%)	C <sub>E</sub>	C <sub>B</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>S</sub>	C <sub>N</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	(ΔN <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60CS</sub>	MSF	Aceleração (em g's)	CSR	CRR	FS
-5,00	21	Areia	sim	94	44	30	1,0	1,05	0,80	1,0	1,51	26,6	5,4	32,0	1,482	0,2496	0,347	0,640	2,736
-6,00	27	Areia	sim	115	55	30	1,0	1,05	0,80	1,0	1,35	30,6	5,4	35,9	1,482	0,2488	0,338	1,361	5,962
-7,00	27	Areia	sim	136	66	40	1,0	1,05	0,80	1,0	1,23	27,9	5,5	33,4	1,482	0,2479	0,332	0,817	3,643
-8,00	27	Areia	sim	157	77	40	1,0	1,05	0,80	1,0	1,14	25,8	5,5	31,3	1,482	0,2463	0,326	0,584	2,648
-9,00	27	Areia	sim	178	88	40	1,0	1,05	0,80	1,0	1,07	24,2	5,5	29,7	1,482	0,2350	0,309	0,465	2,232
-10,00	26	Areia	sim	199	99	40	1,0	1,05	0,80	1,0	1,01	22,0	5,5	27,5	1,482	0,2236	0,292	0,362	1,837
-11,00	30	Areia	sim	220	110	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,95	24,0	5,5	29,5	1,482	0,2190	0,285	0,457	2,378
-12,00	28	Areia	sim	241	121	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,91	21,4	5,5	26,9	1,482	0,2143	0,277	0,343	1,829
-13,00	22	Areia	sim	262	132	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,87	16,1	5,5	21,6	1,482	0,2013	0,260	0,227	1,294
-14,00	18	Areia	sim	283	143	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,84	12,6	5,5	18,1	1,482	0,1883	0,242	0,185	1,133
-15,00	23	Areia	sim	304	154	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,81	15,6	5,5	21,1	1,482	0,1905	0,244	0,220	1,331
-16,00	19	Areia	sim	324	164	40	1,0	1,05	0,80	1,0	0,78	12,5	5,5	18,0	1,482	0,1927	0,247	0,183	1,097
-17,00	12	Areia	sim	344	174	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,758	7,6	5,5	13,1	1,482	0,1916	0,246	0,141	0,849
-18,00	5	Argila	sim	359	179	40	1,0	1,05	0,8	1,0	0,747	3,1	5,5	8,6	1,482	0,1905	0,248	0,109	Não Aplicável
-19,00	15	Areia	sim	379	189	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,727	9,2	5,5	14,7	1,482	0,2098	0,273	0,153	0,831
-20,00	10	Argila	sim	398	198	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,711	6,0	5,5	11,5	1,482	0,2079	0,272	0,129	Não Aplicável
-21,00	13	Argila	sim	417	207	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,695	7,6	5,5	13,1	1,482	0,1980	0,259	0,141	Não Aplicável
-22,00	11	Argila	sim	436	216	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,68	6,3	5,5	11,8	1,482	0,1881	0,247	0,131	Não Aplicável
-23,00	12	Argila	sim	455	225	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,667	6,7	5,5	12,2	1,482	0,1891	0,249	0,134	Não Aplicável
-24,00	15	Argila	sim	474	234	30	1,0	1,05	0,8	1,0	0,654	8,2	5,4	13,6	1,482	0,1902	0,250	0,145	Não Aplicável
-25,00	35	Areia	sim	495	245	30	1,0	1,05	0,8	1,0	0,639	18,8	5,4	24,1	1,482	0,1912	0,251	0,271	1,600
-26,00	34	Areia	sim	516	256	50	1,0	1,05	0,8	1,0	0,625	17,9	5,5	23,4	1,482	0,1907	0,250	0,256	1,516
-27,00	8	Argila	sim	533	263	50	1,0	1,05	0,8	1,0	0,617	4,1	5,5	9,6	1,482	0,1901	0,250	0,116	Não Aplicável
-28,00	9	Argila	sim	550	270	50	1,0	1,05	0,8	1,0	0,609	4,6	5,5	10,1	1,482	0,1851	0,245	0,119	Não Aplicável
-29,00	25	Silte	sim	569	279	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,60	12,6	5,5	18,1	1,482	0,1800	0,239	0,184	1,145
-30,00	25	Silte	sim	588	288	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,59	12,4	5,5	17,9	1,482	0,1673	0,222	0,182	1,217
-31,00	25	Silte	sim	607	297	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,58	12,2	5,5	17,7	1,482	0,1547	0,206	0,181	1,301
-32,00	25	Silte	sim	626	306	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,57	12,0	5,5	17,5	1,482	0,1507	0,200	0,179	1,321
-33,00	25	Silte	sim	643	313	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,57	11,9	5,5	17,4	1,482	0,1468	0,196	0,177	1,341
-34,00	25	Silte	sim	660	320	50	1,0	1,05	0,80	1,0	0,56	11,7	5,5	17,2	1,482	0,1403	0,188	0,176	1,388
-35,00	25	Silte	sim	677	327	30	1,0	1,05	0,80	1,0	0,55	11,6	5,4	17,0	1,482	0,1339	0,180	0,174	1,428
-36,00	14	Areia	sim	697	337	20	1,0	1,05	0,80	1,0	0,54	6,4	4,5	10,9	1,482	0,1274	0,171	0,124	1,075
-37,00	6	Argila	sim	714	344	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,539	2,7	5,5	8,2	1,482	0,1238	0,167	0,106	Não Aplicável
-38,00	7	Argila	sim	731	351	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,534	3,1	5,5	8,6	1,482	0,1202	0,163	0,109	Não Aplicável
-39,00	8	Argila	sim	748	358	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,529	3,6	5,5	9,1	1,482	0,1167	0,158	0,112	Não Aplicável
-40,00	9	Argila	sim	765	365	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,523	4,0	5,5	9,5	1,482	0,1135	0,155	0,114	Não Aplicável
-41,00	7	Argila	sim	782	372	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,518	3,0	5,5	8,5	1,482	0,1104	0,151	0,108	Não Aplicável
-42,00	9	Argila	sim	799	379	60	1,0	1,05	0,8	1,0	0,514	3,9	5,5	9,4	1,482	0,1070	0,147	0,114	Não Aplicável
-42,45	10	Argila	sim	816	386	61	1,0	1,05	0,8	1,0	0,509	4,3	5,5	9,8	1,482	0,1035	0,142	0,117	Não Aplicável

Conforme já exposto no item anterior, o perfil de acelerações muda se forem desconsideradas as camadas superiores liquefeitas. Feito isto, o perfil obtido é o seguinte mostrado na tabela 6-8:

Tabela 6-8 – Acelerações por camada.

CAMADA	ACELERAÇÕES (EM g)
3	0,2496
4	0,2463
5	0,2236
6	0,2143
7	0,1883
8	0,1927
9	0,1905
10	0,2098
11	0,2079
12	0,1881
13	0,1912
14	0,1901
15	0,1800
16	0,1547
17	0,1468
18	0,1274
19	0,1334
20	0,1167
21	0,1104
22	0,1000

## 6.6. Interação cinemática

Feito o estudo de amplificação dinâmica no solo e o estudo do potencial de liquefação, o programa SHAKEBR fornece a deformação máxima ocorrida em cada camada (ver resultados em anexo no item 11.2) e com elas é possível a avaliação do deslocamento relativo máximo camada a camada.

Tabela 6-9 – Estudo de interação cinemática.

CAMADA DO SHAKE	NÍVEL DA BASE DA CAMADA (m)	ESPESSURA DA CAMADA (m)	DEFORMAÇÕES DO SHAKE (%)	DESLOCAMENTO RELATIVO (m)	DESLOCAMENTO ACUMULADO (m)
3	-6,30	2,10	0,00332	0,000070	0,0264
4	-8,41	2,10	0,03768	0,000792	0,0263
5	-10,51	2,10	0,04431	0,000932	0,0255
6	-12,61	2,10	0,05716	0,001202	0,0246
7	-14,71	2,10	0,06597	0,001387	0,0234
8	-16,81	2,10	0,07339	0,001543	0,0220
9	-17,64	2,10	0,19274	0,001586	0,0204
10	-18,75	2,10	0,16018	0,001758	0,0189
11	-21,36	0,83	0,19090	0,005004	0,0171
12	-23,97	1,11	0,05803	0,001521	0,0121
13	-25,83	2,61	0,05034	0,000936	0,0106
14	-27,45	2,61	0,04952	0,000800	0,0096
15	-29,95	1,86	0,05253	0,001313	0,0088
16	-32,46	1,62	0,05434	0,001358	0,0075
17	-34,96	2,50	0,05592	0,001398	0,0062
18	-35,79	2,50	0,07041	0,000579	0,0048
19	-38,01	2,50	0,06368	0,001417	0,0042
20	-40,23	0,83	0,06317	0,001406	0,0028
21	-42,45	2,22	0,06140	0,001366	0,0014
ROCHA					0,0000



A seguir, apresenta-se um perfil dos deslocamentos máximos impostos às estacas devidos à movimentação do solo.

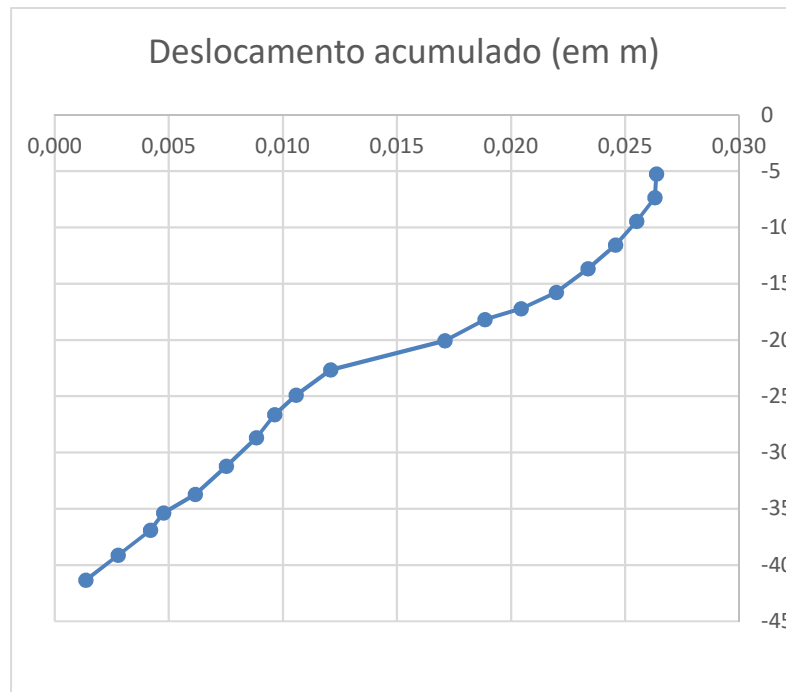


Figura 6-7 - Perfil de deslocamentos máximos acumulados devidos às deformações do solo.

Com isto, é possível se calcular os momentos fletores, de acordo com o mostrado no item 5.1, nas estacas consideradas neste estudo. Os resultados encontram-se a seguir.

– Estaca perfil W 610x174:

$$I = 0,00147754 \text{ m}^4$$

$$E = 200 \text{ GPa}$$

Tabela 6-10 – Dados da interação cinemática e momentos fletores para a estaca W610x174.

CAMADA DO SHAKE	NÍVEL DA BASE DA CAMADA (m)	DESLOCAMENTO ACUMULADO (m)	FLECHA (m)	CURVATURA (m <sup>-1</sup> )	MOMENTO ((1/r)EI) (kNm)
3	-6,30	0,0264			0,00
4	-8,41	0,0263	-0,00036	-0,000163	-48,28
5	-10,51	0,0255	-0,00007	-0,000032	-9,32
6	-12,61	0,0246	-0,00014	-0,000061	-18,06
7	-14,71	0,0234	-0,00009	-0,000042	-12,38
8	-16,81	0,0220	-0,00008	-0,000035	-10,43
9	-17,64	0,0204	-0,00002	-0,000020	-5,89
10	-18,75	0,0189	-0,00009	-0,000186	-54,96
11	-21,36	0,0171	-0,00162	-0,000939	-277,51
12	-23,97	0,0121	0,00174	0,000507	149,79
13	-25,83	0,0106	0,00029	0,000117	34,45
14	-27,45	0,0096	0,00007	0,000045	13,31
15	-29,95	0,0088	-0,00026	-0,000121	-35,81
16	-32,46	0,0075	-0,00002	-0,000007	-2,14
17	-34,96	0,0062	-0,00002	-0,000006	-1,87
18	-35,79	0,0048	0,00041	0,000297	87,62
19	-38,01	0,0042	-0,00042	-0,000361	-106,55
20	-40,23	0,0028	0,00001	0,000002	0,68
21	-42,45	0,0014	0,00002	0,000008	2,35
ROCHA	-	0,00			

Momento fletor máximo: 277,51 kNm.

Observe-se aqui que não serão apresentados os resultados para a menor inércia à flexão do perfil W610 × 174, pois seus valores são desprezíveis, da ordem de 20 kNm para o valor máximo de momento fletor.

– Estaca-prancha perfil combinado HZ 1180 MD sol. 12 + AZ 26:

$$I = 0,0133 \text{ m}^4$$

$$E = 200 \text{ GPa}$$

Tabela 6-11 – Dados da interação cinemática e momentos fletores para a estaca HZ  
1180 MD sol.12.

CAMADA DO SHAKE	NÍVEL DA BASE DA CAMADA (m)	FLECHA (m)	CURVATURA ( $\text{m}^{-1}$ )	MOMENTO $((1/r)EI)$ (kNm)
3	-6,30			0,00
4	-8,41	-0,00036	-0,000163	-434,84
5	-10,51	-0,00007	-0,000032	-83,90
6	-12,61	-0,00014	-0,000061	-162,62
7	-14,71	-0,00009	-0,000042	-111,49
8	-16,81	-0,00008	-0,000035	-93,90
9	-17,64	-0,00002	-0,000020	-53,09
10	-18,75	-0,00009	-0,000186	-495,02
11	-21,36	-0,00162	-0,000939	-2499,48
12	-23,97	0,00174	0,000507	1349,12
13	-25,83	0,00029	0,000117	310,32
14	-27,45	0,00007	0,000045	119,92
15	-29,95	-0,00026	-0,000121	-322,53
16	-32,46	-0,00002	-0,000007	-19,27
17	-34,96	-0,00002	-0,000006	-16,83
18	-35,79	0,00041	0,000297	789,17
19	-38,01	-0,00042	-0,000361	-959,69
20	-40,23	0,00001	0,000002	6,10
21	-42,45	0,00002	0,000008	21,17
ROCHA	-	0,00		

### 6.7. Obtenção dos coeficientes de impedância

O programa PILAY (NOWAK e ABOUL-ELLA, 1977), avalia o comportamento dinâmico das estacas que estão imersas em solo estratificado e, portanto, abaixo das camadas liquefeitas. Os dados de entrada a serem fornecidos são basicamente os parâmetros do solo e das estacas.

No programa, o solo é modelado em camadas horizontais e são fornecidos como dados as propriedades físicas do solo e das estacas, em cada camada. Essa modelagem já se desprezará a região liquefeita, ou seja, o topo da primeira camada rígida não liquefeita começara no nível -4,20 m (adotada -4,00 m por conveniência). Note-se que essa

informação só é relevante para o comportamento das estacas que serão afetadas pela liquefação.

Serão estudados os coeficientes de impedância para uma frequência estimada de 3Hz (frequência dominante no espectro de resposta de projeto considerado).

Algumas adaptações se fazem necessárias nessa análise. Toda a formulação contida no PILAY é para estacas circulares. Então, para o nosso caso de perfis em formato I, fizemos a análise para as duas inércias de cada estaca e usamos o artifício do raio equivalente, que consiste em um raio cuja inércia seja igual à inércia real do perfil:

$$\frac{\pi r_e^4}{4} = I \quad \therefore \quad r_e = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (6.4)$$

Apenas para exemplificar, seja a estaca perfil W 610 × 174, cuja maior inércia à flexão é  $I = 0,001478 \text{ m}^4$ .

$$r_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 0,001478}{\pi}} = 0,208 \text{ m}$$

Outra adaptação necessária, em se fazendo duas análises para cada estaca, correspondentes às suas maior e menor inércia, foi a de adotar uma média nas inércias à torção. A seguir estão os dados de entrada do programa PILAY.

Tabela 6-12 – Entrada do programa PILAY para o perfil metálico W610×174, maior inércia.

Nível	Espessura da Camada	Velocidade da onda cisalhante	Peso específico (kN/m³)	Coefficiente de Poisson	Raio equivalente (m)	Área da seção (m²)	Inércia à flexão (m4)	Inercia à Torção (m4)
-5,0	1	280,13	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-6,0	1	280,13	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-7,0	1	152,72	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-8,0	1	152,72	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-9,0	1	177,88	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-10,0	1	177,88	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-11,0	1	185,41	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-12,0	1	185,41	21	0,35	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-13,0	1	192,12	21	0,35	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-14,0	1	192,12	21	0,35	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-15,0	1	202,55	20	0,35	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-16,0	1	202,55	20	0,2	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-17,0	1	211,19	15	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-18,0	1	158,10	20	0,3	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-19,0	1	195,30	19	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-20,0	1	195,30	19	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-21,0	1	259,70	19	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-22,0	1	259,70	19	0,45	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-23,0	1	259,70	19	0,45	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-24,0	1	262,42	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-25,0	1	262,42	21	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-26,0	1	304,19	17	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-27,0	1	304,19	17	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-29,0	2	283,92	19	0,3	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-31,0	2	288,92	19	0,3	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-34,0	3	309,36	17	0,3	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-35,0	1	260,59	20	0,3	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-37,0	2	301,73	17	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-39,0	2	304,80	17	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002
-42,0	3	307,78	17	0,4	0,208	0,02228	0,001478	0,000002

Tabela 6-13 – Entrada do programa PILAY para o perfil metálico W610×174, menor inércia.

Nível	Espessura da Camada	Velocidade da onda cisalhante	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Coefficiente de Poisson	Raio equivalente (m)	Área da seção (m <sup>2</sup> )	Inércia à flexão (m <sup>4</sup> )	Inercia à Torção (m <sup>4</sup> )
-5,0	1	280,13	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-6,0	1	280,13	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-7,0	1	152,72	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-8,0	1	152,72	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-9,0	1	177,88	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-10,0	1	177,88	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-11,0	1	185,41	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-12,0	1	185,41	21	0,35	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-13,0	1	192,12	21	0,35	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-14,0	1	192,12	21	0,35	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-15,0	1	202,55	20	0,35	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-16,0	1	202,55	20	0,2	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-17,0	1	211,19	15	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-18,0	1	158,1	20	0,3	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-19,0	1	195,3	19	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-20,0	1	195,3	19	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-21,0	1	259,7	19	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-22,0	1	259,7	19	0,45	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-23,0	1	259,7	19	0,45	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-24,0	1	262,42	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-25,0	1	262,42	21	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-26,0	1	304,19	17	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-27,0	1	304,19	17	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-29,0	2	283,92	19	0,3	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-31,0	2	288,92	19	0,3	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-34,0	3	309,36	17	0,3	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-35,0	1	260,59	20	0,3	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-37,0	2	301,73	17	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-39,0	2	304,80	17	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002
-42,0	3	307,78	17	0,4	0,112	0,02228	0,000124	0,000002

Tabela 6-14 – Entrada do programa PILAY para a estaca-prancha HZ, maior inércia.

Nível	Espessura da Camada	Velocidade da onda cisalhante	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Coefficiente de Poisson	Raio equivalente (m)	Área da seção (m <sup>2</sup> )	Inércia à flexão (m <sup>4</sup> )	Inercia à Torção (m <sup>4</sup> )
-13,0	1	192,12	21	0,35	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-14,0	1	192,12	21	0,35	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-15,0	1	202,55	20	0,35	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-16,0	1	202,55	20	0,2	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-17,0	1	211,19	15	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-18,0	1	158,1	20	0,3	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-19,0	1	195,3	19	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-20,0	1	195,3	19	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-21,0	1	259,7	19	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-22,0	1	259,7	19	0,45	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-23,0	1	259,7	19	0,45	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-24,0	1	262,42	21	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-25,0	1	262,42	21	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-26,0	1	304,19	17	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-27,0	1	304,19	17	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-29,0	2	283,92	19	0,3	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-31,0	2	288,92	19	0,3	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-34,0	3	309,36	17	0,3	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-35,0	1	260,59	20	0,3	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-37,0	2	301,73	17	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-39,0	2	304,80	17	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183
-42,0	3	307,78	17	0,4	0,347	0,05705	0,011444	0,01183

Tabela 6-15 – Entrada do programa PILAY para estaca-prancha HZ, menor inércia.

Nível	Espessura da Camada	Velocidade da onda cisalhante	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Coefficiente de Poisson	Raio equivalente (m)	Área da seção (m <sup>2</sup> )	Inércia à flexão (m <sup>4</sup> )	Inércia à Torção (m <sup>4</sup> )
-13,0	1	192,12	21	0,35	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-14,0	1	192,12	21	0,35	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-15,0	1	202,55	20	0,35	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-16,0	1	202,55	20	0,2	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-17,0	1	211,19	15	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-18,0	1	158,1	20	0,3	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-19,0	1	195,3	19	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-20,0	1	195,3	19	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-21,0	1	259,7	19	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-22,0	1	259,7	19	0,45	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-23,0	1	259,7	19	0,45	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-24,0	1	262,42	21	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-25,0	1	262,42	21	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-26,0	1	304,19	17	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-27,0	1	304,19	17	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-29,0	2	283,92	19	0,3	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-31,0	2	288,92	19	0,3	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-34,0	3	309,36	17	0,3	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-35,0	1	260,59	20	0,3	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-37,0	2	301,73	17	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-39,0	2	304,80	17	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183
-42,0	3	307,78	17	0,4	0,163	0,05705	0,000553	0,01183

Nos anexos, encontra-se a saída dos coeficientes de impedância fornecidos pelo PILAY e, a seguir, são mostradas as matrizes de rigidez finais consideradas. A convenção que será adotada na análise do PILAY será a seguinte:

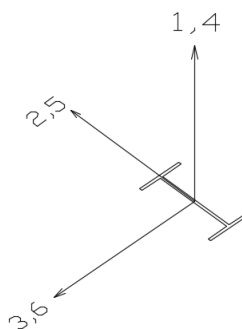


Figura 6-8 – Convenção das direções apresentadas.



- Estaca perfil W 610×174:

Matriz de rigidez:

$$K = \begin{bmatrix} 1080100 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 497090 & 0 & 0 & 0 & -253590 \\ & & 353200 & 0 & 108640 & 0 \\ & & & 2772,6 & 0 & 0 \\ & \text{SIMÉTRICA} & & & 72525 & 0 \\ & & & & & 351760 \end{bmatrix}$$

Em [kN/m] ou [kNm].

Matriz de amortecimento:

$$C = \begin{bmatrix} 2216,5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 899,1 & 0 & 0 & 0 & 237,8 \\ & & 396,3 & 0 & -77,1 & 0 \\ & & & 0,49 & 0 & 0 \\ & \text{SIMÉTRICA} & & & 24 & 0 \\ & & & & & 149,3 \end{bmatrix}$$

Em [kN.s/m] ou [kN.s.m].

- Estaca-prancha perfil HZ 1180 MD sol. 12:

Matriz rigidez:

$$K = \begin{bmatrix} 1730700 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 550280 & 0 & 0 & 0 & -617370 \\ & & 289190 & 0 & 160180 & 0 \\ & & & 251540 & 0 & 0 \\ & \text{SIMÉTRICA} & & & 186110 & 0 \\ & & & & & 1595300 \end{bmatrix}$$

Em [kN/m] ou [kNm].

Matriz de amortecimento:

$$C = \begin{bmatrix} 4689,4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1998,4 & 0 & 0 & 0 & -955,1 \\ & & 696,2 & 0 & 252,7 & 0 \\ & & & 83,9 & 0 & 0 \\ & \text{SIMÉTRICA} & & & 145,6 & 0 \\ & & & & & 882,9 \end{bmatrix}$$

Em [kN.s/m] ou [kN.s.m].

## 6.8. Modelo de interação inercial

Este item tem por objetivo apresentar o modelo desenvolvido para efetuar a interação inercial solo - estrutura, última etapa do Método das 3 Etapas.

Apresentar-se-á a estrutura em si, sua destinação e alguns critérios para o projeto de estruturas portuárias. Feito isto, apresentar-se-á o modelo matemático, as propriedades geométricas utilizadas e os carregamentos aplicados.

Neste capítulo também se fará o estudo dos empuxos, estáticos e dinâmicos, atuantes na estrutura, além de se descreverem as combinações de carregamentos feitas.

### 6.8.1. Estrutura estudada

A estrutura a ser estudada neste trabalho corresponde a um módulo de um cais destinado a apoio a supply boats e armazenamento de carga. Sua maior embarcação de projeto tem capacidade de 15000 TPB. Sua plataforma, com topo no nível +1,61 m, é de concreto armado, apoiada em estacas metálicas perfil W 610 × 174, com uma cortina metálica frontal de perfis HZ MD 1180 sol. 12 combinadas com perfis AZ-26. Seu nível de dragagem encontra-se na elevação -12,39 m. A seguir, são mostradas as Figuras 6-9 a 6-11, com as dimensões da estrutura em estudo.

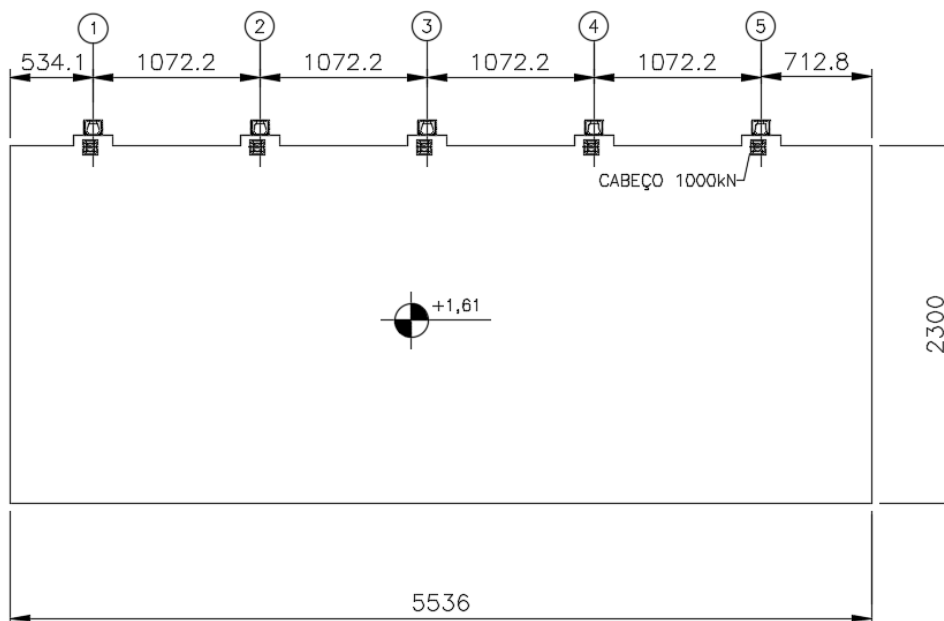


Figura 6-9 – Vista superior da estrutura. Dimensões em cm.

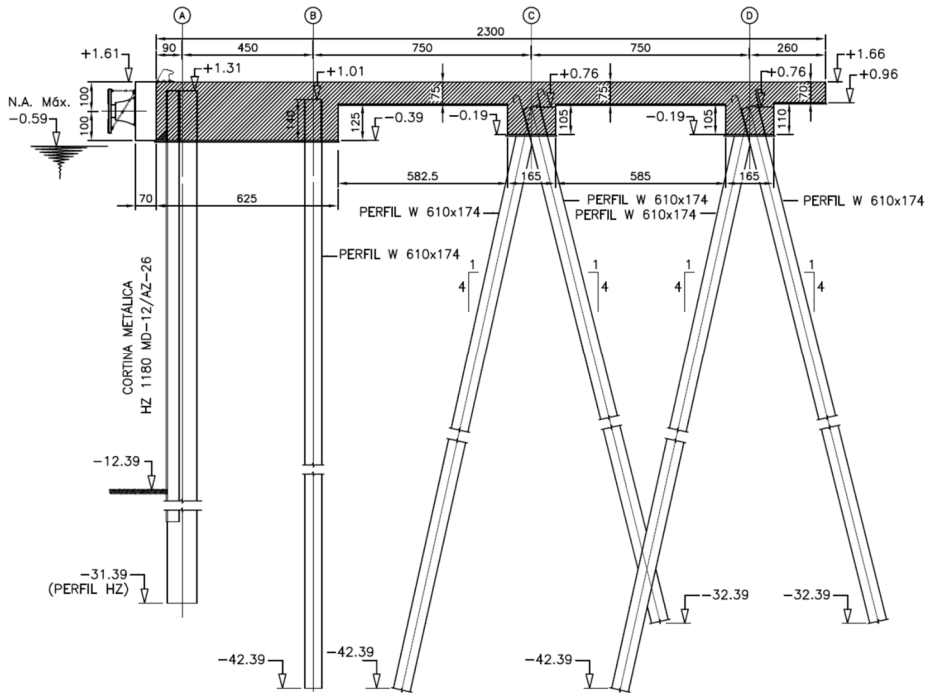


Figura 6-10 – Corte transversal da estrutura. Dimensões em centímetro, níveis em metro.

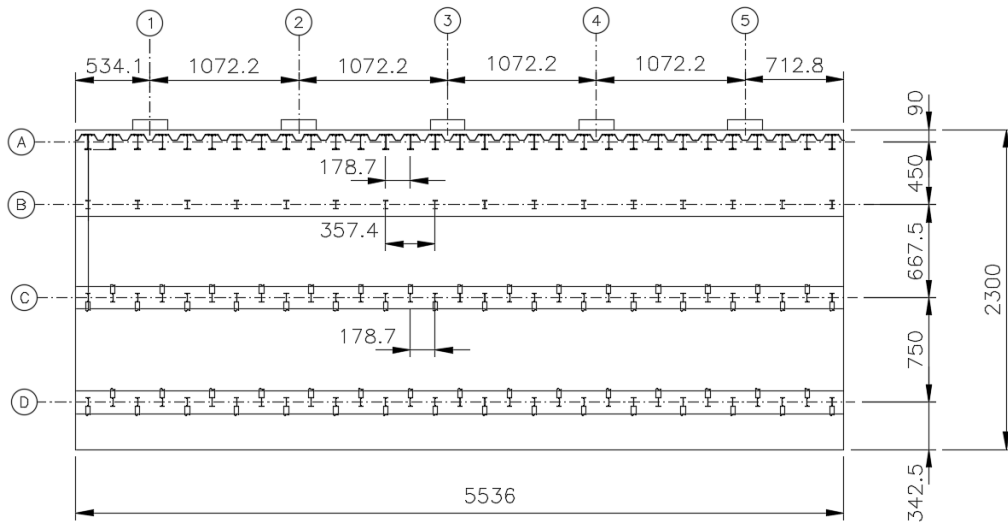


Figura 6-11 – Vista inferior da estrutura. Dimensões em centímetro, níveis em metro.

Uma vez feita esta descrição sucinta da estrutura, parte-se para a modelagem da estrutura, utilizando-se o programa SAP2000 (2009).

### 6.8.2. Modelo estrutural

Para a análise inercial da estrutura, desenvolveu-se um modelo estrutural no SAP 2000, englobando a geometria da superestrutura e das fundações. O comprimento das estacas perfil W 610×174 foi considerado até onde o solo se liquefará e o comprimento das estacas pranchas foi considerado até o nível de dragagem do solo, conforme o esquema a seguir.

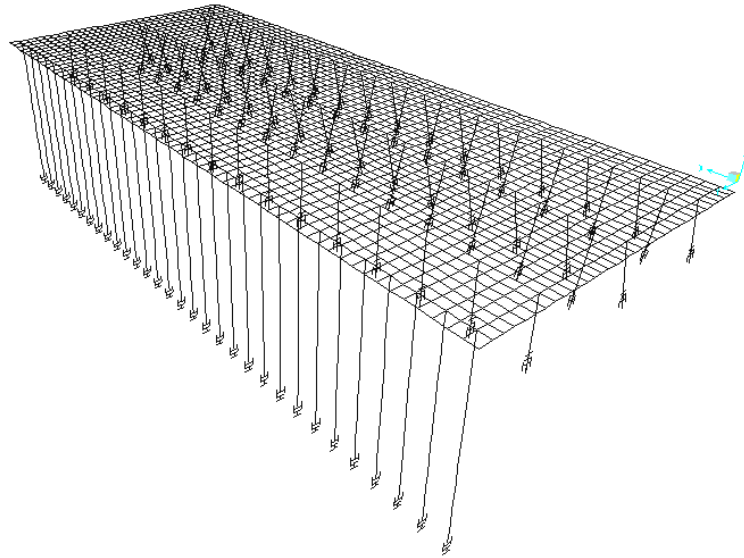


Figura 6-12 – Vista 3D do modelo matemático.

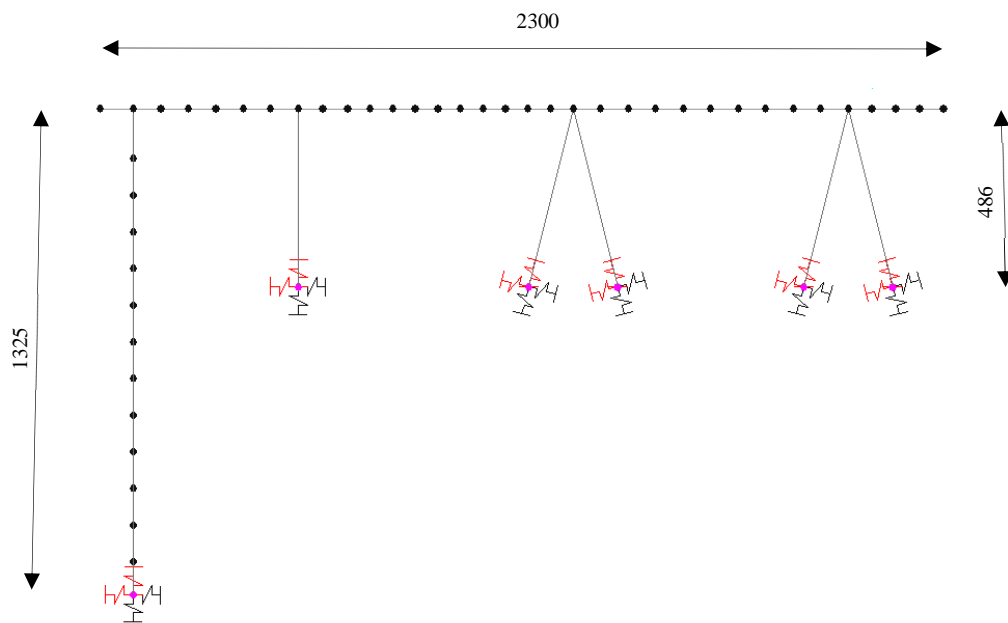


Figura 6-13 – Vista transversal do modelo matemático. Cotas em centímetro.

a) Propriedades físicas e geométricas:

– Materiais:

- Concreto C40:  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

$$E_{cs} = 1,0 \times 0,9 \times 5600\sqrt{40} = 31876 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Perfil HZ:

Aço S 430 GP

$$f_y = 430 \text{ MPa}$$

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$E = 200 \text{ GPa}$$

- Perfil AZ:

Aço S 355 GP

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$f_u = 480 \text{ MPa}$$

$$E = 200 \text{ GPa}$$

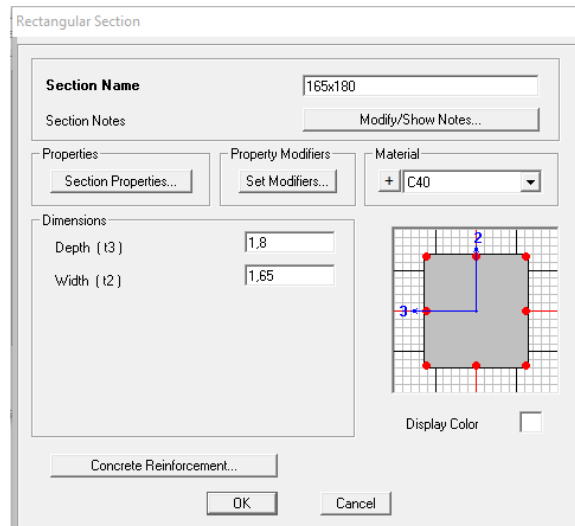


Figura 6-14 – Propriedades geométricas das vigas longitudinais dos eixos C e D.

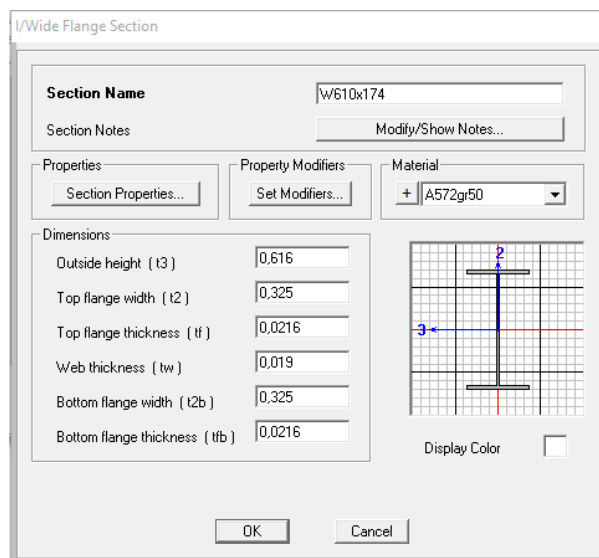


Figura 6-15 – Propriedades geométricas das estacas metálicas perfil W610×174.

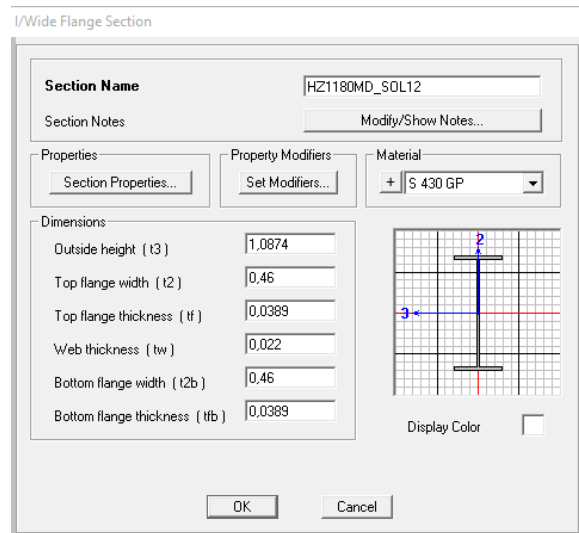


Figura 6-16 – Propriedades geométricas das estacas metálicas perfil HZ 1180 MD sol.12.

Os coeficientes que representarão a interação solo - estrutura foram representados no modelo, diretamente nos nós das pontas inferiores das estacas, onde foram aplicadas as rigidezes, e a partir de “links” em cada ponta de estaca, os seus respectivos valores de amortecimento (rigidez e amortecimento).

b) Molas aplicadas:

Cabe aqui ressaltar que as rigidezes foram aplicadas aos nós, que têm um sistema local de eixos, e os amortecedores em “links”, que têm outro.

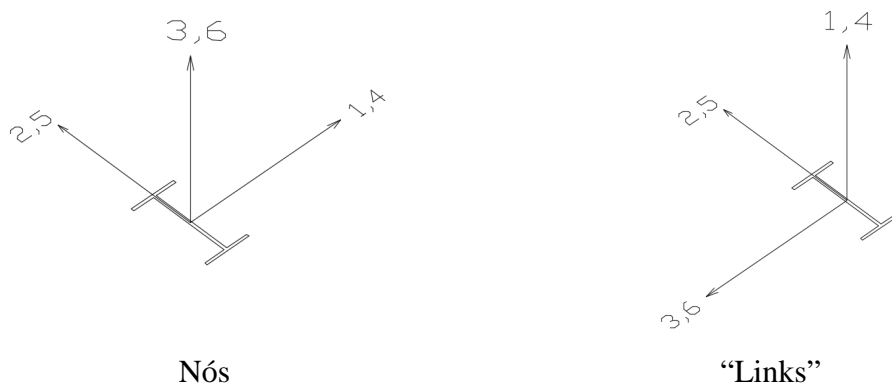


Figura 6-17 – Convenção das direções considerada nas molas e nos “links” do modelo estrutural do SAP 2000.



– Perfis W 610 × 174:

6X6 Spring Matrix

Joint 786 - Joint Local Coordinate System

	u1	u2	u3	r1	r2	r3
u1	353200.	0.	0.	0.	-253590.	0.
u2	0.	497090.	0.	108640.	0.	0.
u3	0.	0.	1080100.	0.	0.	0.
r1	0.	108640.	0.	351760.	0.	0.
r2	-253590.	0.	0.	0.	72525.	0.
r3	0.	0.	0.	0.	0.	2772.6

OK Cancel

Figura 6-18 – Matrizes de impedância aplicadas. Rigidezes das estacas perfil W 610×174.

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
U1	2216,5	0.	0.	0.	0.	0.
U2		899,1	0.	0.	0.	-237,8
U3			396,3	0.	77,1	0.
R1				0,49	0.	0.
R2					24.	0.
R3						149,3

Figura 6-19 – Matrizes de impedância aplicadas. Amortecedores das estacas perfil W 610×174.

– Perfis HZ 1180 MD sol.12:

6X6 Spring Matrix

Joint 1108 - Joint Local Coordinate System

	u1	u2	u3	r1	r2	r3
u1	288090.	0.	0.	0.	-617370.	0.
u2	0.	550280.	0.	165240.	0.	0.
u3	0.	0.	1730700.	0.	0.	0.
r1	0.	165240.	0.	1595300.	0.	0.
r2	-617370.	0.	0.	0.	191810.	0.
r3	0.	0.	0.	0.	0.	244715.

OK Cancel

Figura 6-20 – Matrizes de impedância aplicadas. Rigidezes das estacas perfil HZ.

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
U1	4689,4	0,	0,	0,	0,	0,
U2		1998,9	0,	0,	0,	-955,1
U3			690,5	0,	245,	0,
R1				85,2	0,	0,
R2					136,4	0,
R3						882,9

Figura 6-21 – Matrizes de impedância aplicadas. Amortecedores das estacas perfil HZ.

### 6.8.3. Carregamentos Estáticos

#### a) Peso próprio

O Peso Próprio é calculado automaticamente pelo programa a partir das dimensões de suas seções transversais.

#### b) Sobrecarga distribuída

A sobrecarga prevista para esta estrutura é de 100 kN/m<sup>2</sup> sobre toda a plataforma. A NBR 15421 recomenda que seja considerado, durante a atuação dos sismos, que esteja presente a massa correspondente a 25% da carga acidental em áreas de armazenamento, como a aqui estudada.



Figura 6-22 – Sobrecarga de 100 kN/m<sup>2</sup>.

c) Empuxo estático de solo

Em uma estrutura de cais com uma cortina de estacas-prancha surgem empuxos decorrentes da escavação do solo que fica do lado do mar, para que as embarcações atraquem.

Logo, a partir do perfil geotécnico já definido, é possível calcular os empuxos na cortina.

Adotar-se-á a formulação de Coulomb para a consideração do empuxo, que pode ser encontrada em CAPUTO (2012). A expressão foi ligeiramente modificada para o presente caso de parede vertical e sem inclinação do talude contido e, neste caso, em que não se modelará a parte enterrada da cortina, ater-se-á apenas ao empuxo ativo. A expressão para o empuxo é:

$$E_{AE} = \gamma_s h K_{AE} \times (L \times e) \quad (6.5)$$

Em que:

$$K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen} \varphi}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen} \alpha}} \right]} \quad (6.6)$$

Fazendo-se uso de uma planilha eletrônica, os valores de empuxo foram calculados para serem aplicados como cargas nodais nos nós da cortina de estacas-prancha no modelo estrutural. Note-se que as primeiras camadas têm seu  $K_{AE}$  igual a 1,0 por causa das camadas liquefeitas.

Tabela 6-16 – Empuxo estático de solo.

NÍVEL DA BASE (m)	ESPESSURA DA CAMADA (m)	PESO ESPECÍFICO (kN/m <sup>3</sup> )	ANGULO DE ATRITO DO SOLO	$\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	SC, NO TOPO DA CAMADA (kN/m <sup>2</sup> )	$K_{ae}$	$E_{ae}$ (kN)
-1,00	1,0	18,0	35,0	18,0	0,0	1,000	16,1
-2,00	1,0	18,0	30,0	8,0	18,0	1,000	39,3
-3,00	1,0	18,0	32,0	8,0	26,0	1,000	53,6
-4,00	1,0	20,0	32,0	10,0	34,0	1,000	69,7
-5,00	1,0	20,0	36,0	10,0	44,0	1,000	87,6
-6,00	1,0	21,0	35,0	11,0	54,0	0,251	26,7
-7,00	1,0	21,0	30,0	11,0	65,0	0,308	38,9
-8,00	1,0	21,0	35,0	11,0	76,0	0,251	36,5
-9,00	1,0	21,0	35,0	11,0	87,0	0,251	41,5
-10,00	1,0	21,0	34,0	11,0	98,0	0,262	48,4
-11,00	1,0	21,0	35,0	11,0	109,0	0,251	51,3
-12,00	1,0	21,0	34,0	11,0	120,0	0,262	58,7
-12,39	0,39	21,0	32,0	11,0	131,0	0,284	26,4

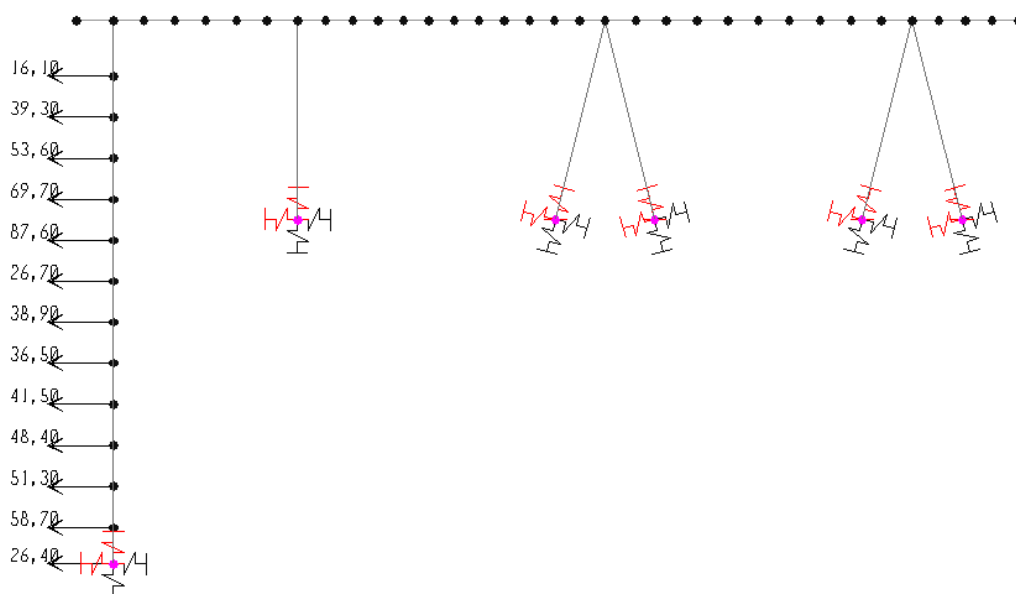


Figura 6-23 – Empuxo estático de solo aplicado ao modelo estrutural. Valores em kN.

#### 6.8.4. Carregamentos decorrentes do sismo

A movimentação do solo provoca acelerações na base da estrutura e, além, disso, acréscimos de empuxo, como será visto posteriormente.

##### a) Sismo:

A partir da localização da estrutura e da definição da zona sísmica pôde ser obtido o acelerograma artificial. A partir daí, partiu-se para a amplificação dinâmica desse acelerograma pelas diversas camadas de solo. São aplicadas essas acelerações amplificadas na base do modelo matemático e estudados seus efeitos na estrutura.

Os carregamentos sísmicos consistem em aplicar as acelerações amplificadas pelo SHAKEBR no nível da camada 3, que não sofre liquefação. São aplicadas acelerações na base da estrutura como um carregamento de histórico no tempo (*Time History*), nas duas direções horizontais. No item 6.8.5, os efeitos das duas direções são combinados conforme recomendações normativas. Observe-se que, conservadoramente, foi aplicado o mesmo acelerograma simultaneamente nas duas direções horizontais.

As acelerações aplicadas tem intervalo de tempo de 0,01s em um total de 4096 pontos, com aceleração máxima de 0,2496 g. Mostra-se, na figura 6-24, o espectro de resposta do acelerograma amplificado no topo da camada do solo rígido.

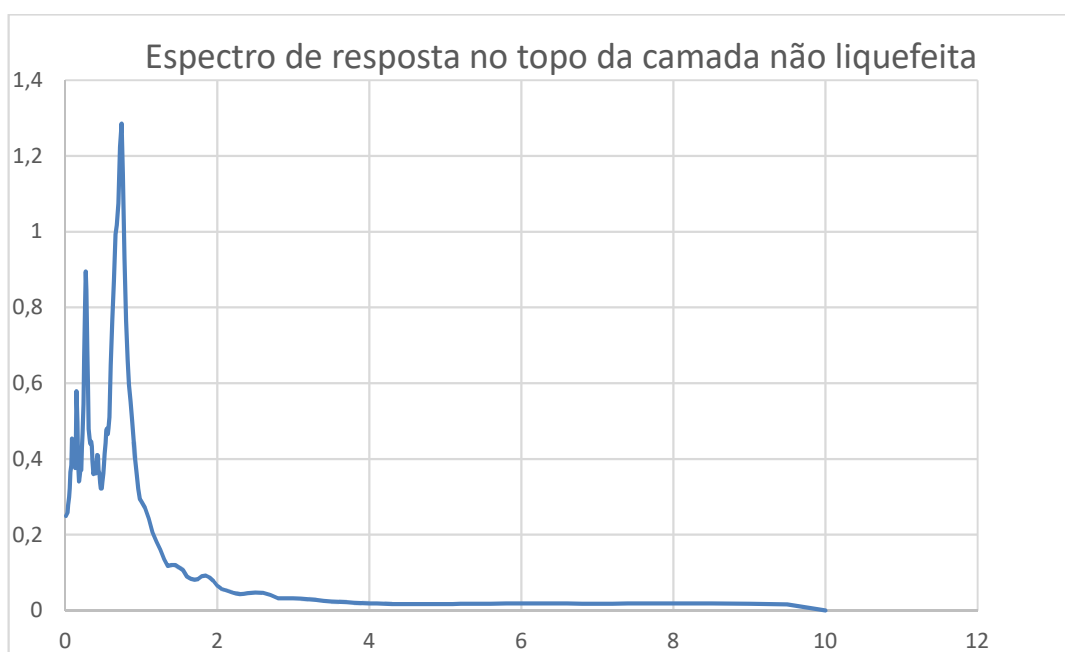


Figura 6-24 – Espectro de resposta no topo da camada não liquefeita.

Apenas por comparação, é mostrado a seguir um espectro de projeto segundo a recomendação da NBR 15421, admitindo-se solo tipo D. Podemos ver que o espectro de resposta do nosso acelerograma atende aos requisitos para a geração artificial de sismos.

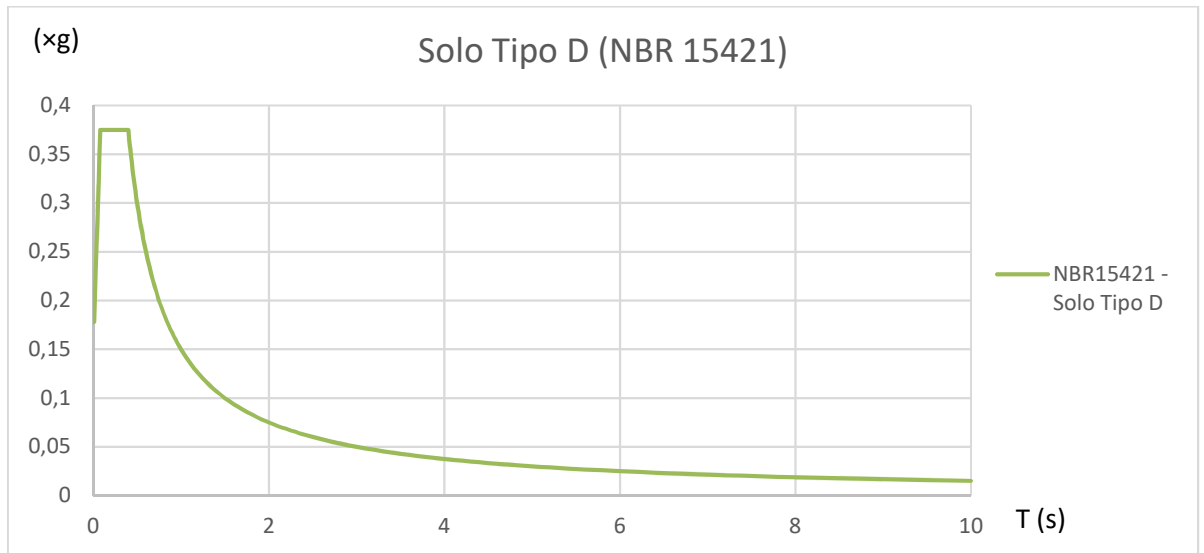


Figura 6-25 – Espectro de projeto segundo a NBR 15421, solo tipo D.

Esse carregamento é o principal carregamento dinâmico aplicado. Ele é responsável pelas maiores solicitações e deslocamentos na estrutura. Porém, não é o único. As acelerações nas camadas de solo abaixo da estrutura geram empuxos dinâmicos sobre a estrutura de contenção, que serão estudados a seguir. Por simplificação, será adotado o mesmo sismo para as duas direções horizontais.

#### b) Empuxo hidrodinâmico

Como há água dos dois lados da cortina, seus empuxos se anulam mutuamente. No entanto, na situação em que a massa de terra está sob excitação dinâmica, a água exerce uma carga dinâmica sobre a cortina, em que a queda de pressão do lado do mar se configura como a pior situação.

Segundo ASCE-07 (2010), o acréscimo de empuxo devido à movimentação da água é:

$$E_a(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{z H_w} \quad (6.7)$$

Os cálculos foram feitos com a utilização de uma planilha eletrônica, cujos valores encontram-se na Tabela 6-18.

Tabela 6-17 – Empuxo hidrodinâmico.

NÍVEL DA BASE DA CAMADA (m)	ALTURA DE INFLUÊNCIA	$E_a(z)$ (kN/m)	F (kN)
-1,00	0,41	4,8	1,8
-2,00	1,00	8,9	12,3
-3,00	1,00	11,7	18,4
-4,00	1,00	13,9	22,8
-5,00	1,00	15,8	26,5
-6,00	1,00	17,5	29,7
-7,00	1,00	19,0	32,6
-8,00	1,00	20,5	35,3
-9,00	1,00	21,8	37,7
-10,00	1,00	23,1	40,1
-11,00	1,00	24,2	42,3
-12,00	1,00	25,4	44,3
-12,39	0,39	25,8	17,8

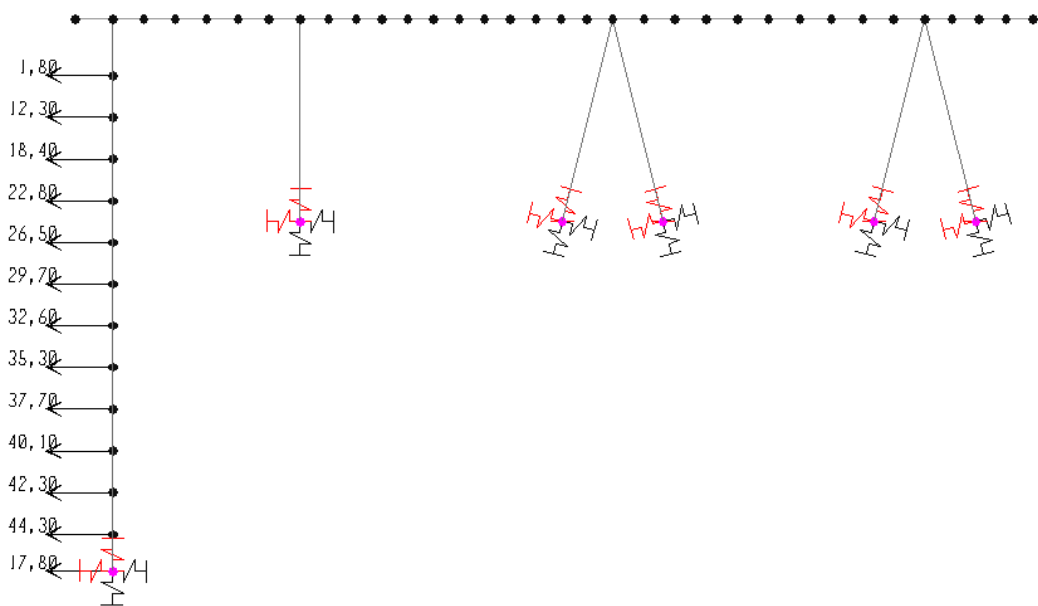


Figura 6-26 – Empuxo dinâmico de água aplicado ao modelo estrutural. Valores em kN.

Cabe ressaltar que essa mesma expressão foi usada para o empuxo do solo liquefeito, conforme veremos a seguir no desenvolvimento do empuxo dinâmico.

c) Empuxos dinâmicos de solo

Para a consideração do empuxo dinâmico, é usada uma aproximação pseudo-estática, acrescentando-se uma parcela de empuxo, através do Método de Mononobe-Okabe, consagrado na literatura técnica e largamente utilizado em casos como o aqui estudado. Pelo mesmo motivo exposto no empuxo estático, ater-nos-emos ao empuxo ativo.

O acréscimo de empuxo devido à movimentação de solo encontrado em PIANC (2001) é:

$$E_{AD} = \gamma_s h K_{AD} \times (L \times e) \quad (6.8)$$

Em que:

$$k_{AD} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos(\psi) \cos(\psi + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} \quad (6.9)$$

$$\psi = \text{tg}^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (6.10)$$

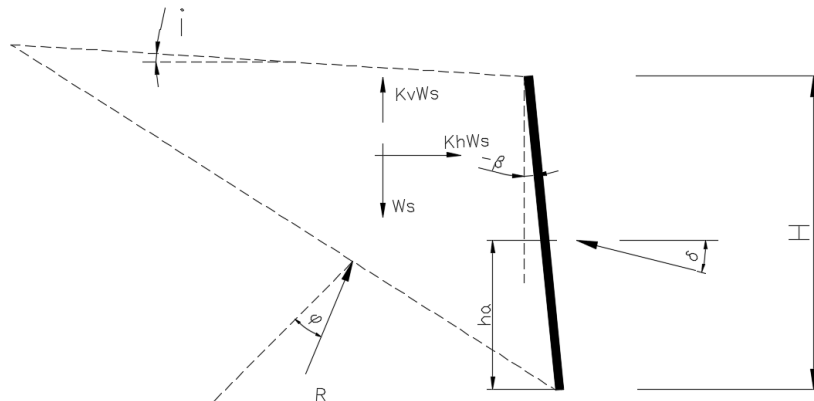


Figura 6-27 – Esquema considerado no Método Mononobe-Okabe.

Devido ao método ser deduzido para solos não saturados, deve-se fazer também a correção do fator  $k_h$ , conforme a expressão a seguir.

$$k'_h = \frac{\gamma_s H + \gamma_{sat} H}{\gamma_s H + \gamma_{sub} H} \cdot k_h \quad (6.11)$$



Fazendo-se uso de uma planilha eletrônica, os valores de empuxo foram calculados para serem aplicados como cargas nodais nos nós da cortina de estacas-prancha no modelo estrutural.

Tabela 6-18 – Empuxo dinâmico de solo das camadas não-liquefeitas.

NÍVEL DA BASE (m)	ESPESSURA DA CAMADA (m)	PESO ESPECÍFICO (kN/m <sup>3</sup> )	ANGULO DE ATRITO DO SOLO	$\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	SC, NO TOPO DA CAMADA (kN/m <sup>2</sup> )	$k'_h$	$k_{ad}$	$E_{ad}$ (kN)
-5,00	1,00	21	36	11	43,02	0,2963	0,450	39,0
-6,00	1,00	21	35	11	54,00	0,2885	0,458	48,7
-7,00	1,00	21	30	11	65,00	0,2829	0,539	67,9
-8,00	1,00	21	35	11	76,00	0,2787	0,449	65,3
-9,00	1,00	21	35	11	87,00	0,2755	0,445	73,6
-10,00	1,00	21	34	11	98,00	0,2729	0,459	84,9
-11,00	1,00	21	35	11	109,00	0,2708	0,441	90,2
-12,00	1,00	21	34	11	120,00	0,2691	0,455	102,1
-12,39	0,39	21	32	11	131,00	0,2572	0,476	44,2

O empuxo das camadas liquefeitas, conforme foi citado acima, foi calculado com a expressão do empuxo hidrodinâmico, uma vez que estas, sem resistência momentânea, se comportam como um fluido. Os cálculos encontram-se abaixo.

Tabela 6-19 – Empuxo dinâmico de solo das camadas liquefeitas.

NÍVEL DA BASE (m)	$\gamma_{sub}$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kN/m)	F (kN)
-1,00	18	8,8	7,9
-2,00	8	5,5	12,8
-3,00	8	8,5	12,5
-4,00	10	9,8	16,3

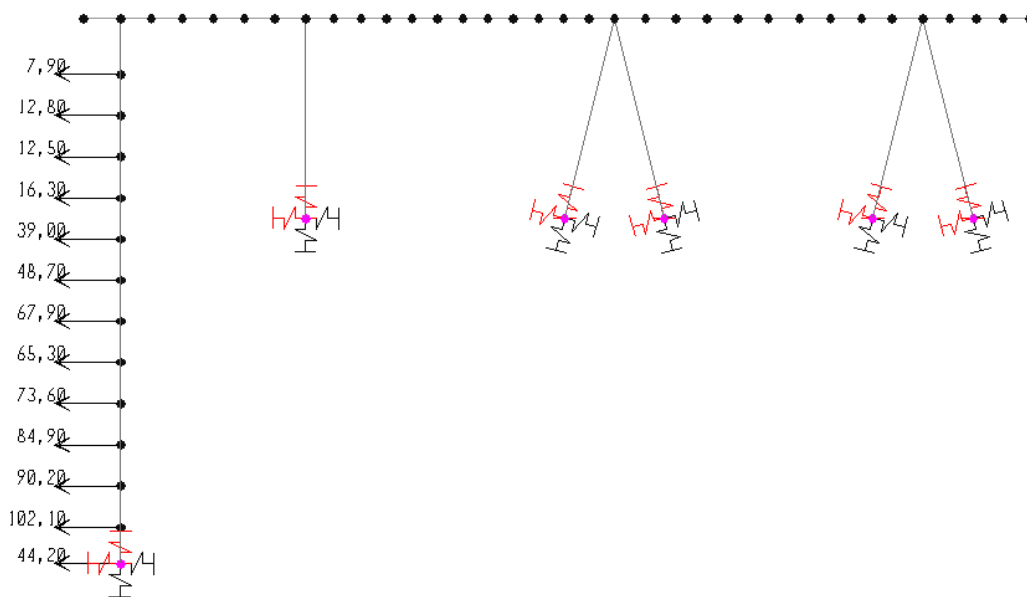


Figura 6-28 – Empuxo dinâmico de solo. Valores em kN.

#### 6.8.5. Combinações de carregamentos

As combinações consideradas respeitam a NBR 8681 (2003). Segundo esta, a situação em terremoto configura-se como uma situação excepcional. As combinações feitas foram as seguintes:

- a) Combinação 1 – Cargas permanentes desfavoráveis;
- b) Combinação 2 – Cargas permanentes favoráveis.

Além disso, a NBR 15421 recomenda que todas as respostas em termos de esforços sejam multiplicadas por  $I/R$ . Logo, para um fator de importância  $I=1,0$  (Categoria de Utilização I) e  $R = 3,5$  (pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual), temos:

$$\frac{I}{R} = \frac{1}{3,5} = 0,286$$

Em suma, os esforços resultantes da atividade sísmica serão multiplicados por 0,286.

Outro ponto já comentado (item 7.4.2) é que se deve considerar a massa correspondente a 25% da sobrecarga de projeto para áreas de armazenamento.

Então, temos tabela de combinações a seguir. As Combinações 3 e 4 são as mesmas 1 e 2, mas sem sobrecarga.

Tabela 6-20 – Combinações de carregamentos para a verificação estrutural das estacas.

CARREGAMENTO	COMBINAÇÃO 1	COMBINAÇÃO 2	COMBINAÇÃO 3	COMBINAÇÃO 4
Peso Próprio	1,15	1,0	1,15	1,0
Empuxo Estático de Solo	1,15	1,0	1,15	1,0
Sismo	0,286	0,286	0,286	0,286
Empuxo Dinâmico de Solo	0,286	0,286	0,286	0,286
Empuxo Dinâmico de Água	0,286	0,286	0,286	0,286
Sobrecarga de 100 kN/m <sup>2</sup>	0,25	0,25	0	0

Também foram feitas combinações para a verificação do desempenho da estrutura. Para este caso, a NBR 15421 recomenda que, para a amplificação dos deslocamentos, se multipliquem os efeitos do sismo por 3,0. Então:

Tabela 6-21 – Combinações de carregamentos para a verificação do desempenho da estrutura.

CARREGAMENTO	COMBINAÇÃO 1	COMBINAÇÃO 2
Peso Próprio	1,0	1,0
Empuxo Estático de Solo	1,0	1,0
Sismo	0,857	0,857
Empuxo Dinâmico de Solo	0,857	0,857
Empuxo Dinâmico de Água	0,857	0,857
Sobrecarga de 100 kN/m <sup>2</sup>	0,25	0

Com este modelo, são obtidos os esforços nas estacas, a partir dos deslocamentos máximos que combinados com os coeficientes de impedância, fornecem os esforços nas estacas ao longo do seu comprimento livre e enterrado e nas duas direções.

Além disso, tanto a NBR 15421 quanto o EUROCODE (2004) sugerem que se use o maior valor de esforço para as seguintes combinações de esforços devidos às ações horizontais sísmicas:

$$\begin{cases} E_{xx} + 0,3 E_{xy} \\ E_{yy} + 0,3 E_{yx} \end{cases} \quad (6.12 \text{ e } 6.13)$$

Em que para  $E_{ij}$  tem-se:

i direção do esforço considerado e;

j direção do sismo aplicado.

## **7. RESULTADOS E VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS**

---

Neste capítulo, se fará a verificação dos elementos estruturais com o intuito de validar toda a análise feita ao longo do trabalho.

Far-se-á a verificação estrutural basicamente das estacas de aço da fundação. Não se aterá ao dimensionamento da plataforma de concreto, entendendo-se que, neste caso, o sismo produz efeitos não críticos majoritariamente nas duas direções horizontais.

Far-se-ão verificações segundo recomendações da NBR 8800 (2008) considerando eventualmente a intervenção de outras normas, como a NBR 15421 (2006).

### **7.1. Estaca Perfil W 610 × 174**

– Resultados da Interação Cinemática:

A seguir, na tabela 7-1 e na figura 7-1, serão apresentados os resultados da interação cinemática ao longo da estaca. Como dito anteriormente, estes só serão apresentados para a maior inércia da estaca.

Tabela 7-1 – Momentos fletores devidos à interação cinemática para perfil W610×174.

NÍVEL DA BASE DA CAMADA (m)	MOMENTO ((1/r).EI) (kNm)
-4,2	0,00
-6,3	-48,28
-8,41	-9,32
-10,51	-18,06
-12,61	-12,38
-14,71	-10,43
-16,81	-5,89
-17,64	-54,96
-18,75	-277,51
-21,36	149,79
-23,97	34,45
-25,83	13,31
-27,45	-35,81
-29,95	-2,14
-32,46	-1,87
-34,96	87,62
-35,79	-106,55
-38,01	0,68
-40,23	2,35
-42,45	0,00

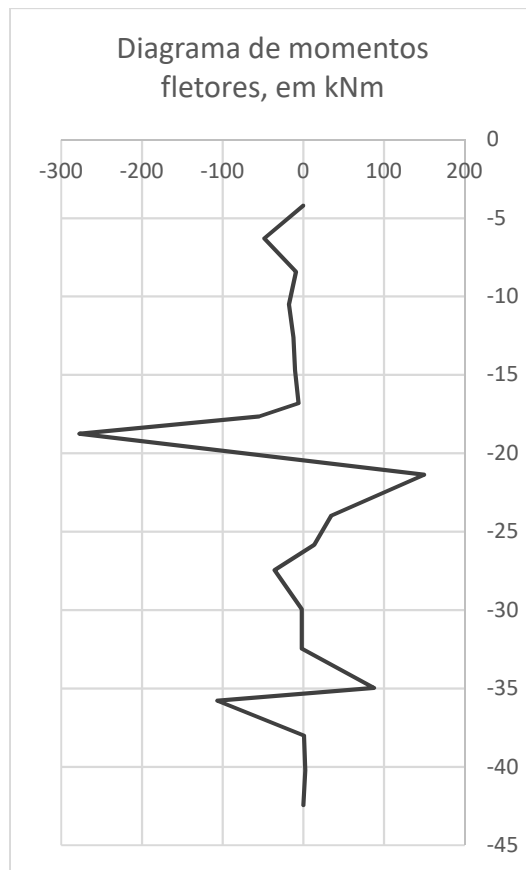


Figura 7-1 – Diagrama de momentos fletores devido à interação cinemática solo×estrutura para o perfil W610×174.

– Resultados do programa PILAY:

Além do estudo dos coeficientes de impedância, o programa PILAY também calcula e fornece o comportamento da estaca ao longo do seu comprimento enterrado na forma de esforços unitários. Para se obterem os esforços, aplicam-se os maiores deslocamentos na ponta da estaca do modelo de interação inercial e faz-se a composição multiplicando-se os deslocamentos pelos esforços unitários. Isso fornece os esforços solicitantes reais ao longo da estaca.

Na Tabela 7-2 são mostrados os esforços da estaca mais solicitada, combinando-se os esforços unitários fornecidos pelo PILAY com os deslocamentos do programa SAP 2000. Por terem se mostrado valores muito baixos, serão suprimidos os esforços de torção. Observe-se que o mesmo procedimento pode ser feito para qualquer estaca.

Note-se que fizemos com que o PILAY fornecesse os esforços a partir da primeira camada não liquefeita, ou seja, o nível 0,00 m seria o topo do solo e o -4,00 do PILAY corresponde à primeira camada com rigidez durante o sismo. As unidades são m, kN/m, kNm/m.

Tabela 7-2 – Esforços nas estacas do comprimento enterrado – perfil W610×174.

Nível (m)	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
-4,2	-1411,69	155,01	35,61	77,04	256,37
-5,2	-991,93	133,34	49,36	-15,94	19,38
-6,2	-652,73	47,22	3,90	-3,65	1,47
-7,2	-568,45	18,63	-2,04	0,19	-11,88
-8,2	-497,84	2,73	-0,92	0,43	-11,49
-9,2	-418,16	-2,00	-0,02	0,07	-5,87
-10,2	-352,17	-2,26	0,07	-0,02	-1,98
-11,2	-292,95	-1,26	0,01	-0,01	-0,24
-12,2	-244,15	-0,48	0,00	0,00	0,27
-13,2	-201,06	-0,09	0,00	0,00	0,25
-14,2	-165,66	0,04	0,00	0,00	0,14
-15,2	-134,90	0,04	0,00	0,00	0,05
-16,2	-109,59	0,03	0,00	0,00	0,01
-17,2	-92,62	0,01	0,00	0,00	0,00
-18,2	-82,22	0,00	0,00	0,00	-0,01
-19,2	-70,09	0,00	0,00	0,00	0,00
-20,2	-60,47	0,00	0,00	0,00	0,00
-21,2	-47,27	0,00	0,00	0,00	0,00
-22,2	-37,07	0,00	0,00	0,00	0,00
-23,2	-29,23	0,00	0,00	0,00	0,00
-24,2	-22,48	0,00	0,00	0,00	0,00
-25,2	-17,34	0,00	0,00	0,00	0,00
-26,2	-13,11	0,00	0,00	0,00	0,00
-27,2	-9,91	0,00	0,00	0,00	0,00
-29,2	-5,75	0,00	0,00	0,00	0,00
-31,2	-3,29	0,00	0,00	0,00	0,00
-34,2	-1,39	0,00	0,00	0,00	0,00
-35,2	-1,09	0,00	0,00	0,00	0,00
-37,2	-0,65	0,00	0,00	0,00	0,00
-39,2	-0,41	0,00	0,00	0,00	0,00
-42,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Abaixo, na figura 7-2, mostram-se os diagramas de carga normal e momentos fletores:

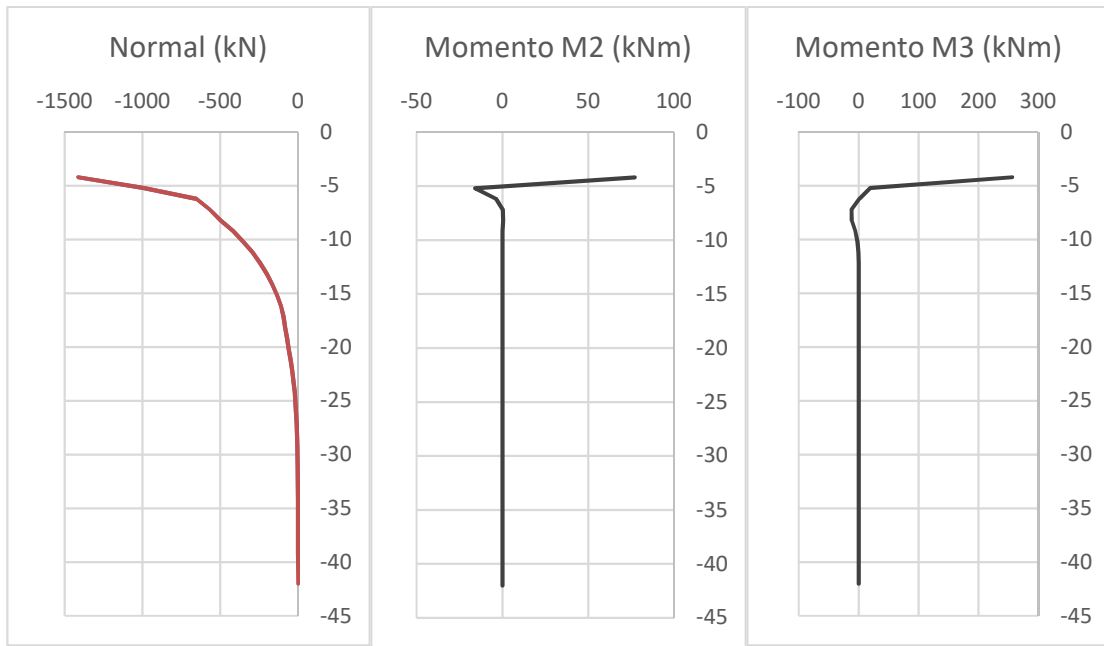


Figura 7-2 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos do comportamento dinâmico da perfil W610×174 enterrado no solo.

– Resultados da Interação Inercial:

Aqui, mostraremos os diagramas na estaca mais solicitada fornecidos pelo programa SAP 2000. Os valores mostrados já estão combinados, conforme o item 6.8.5.

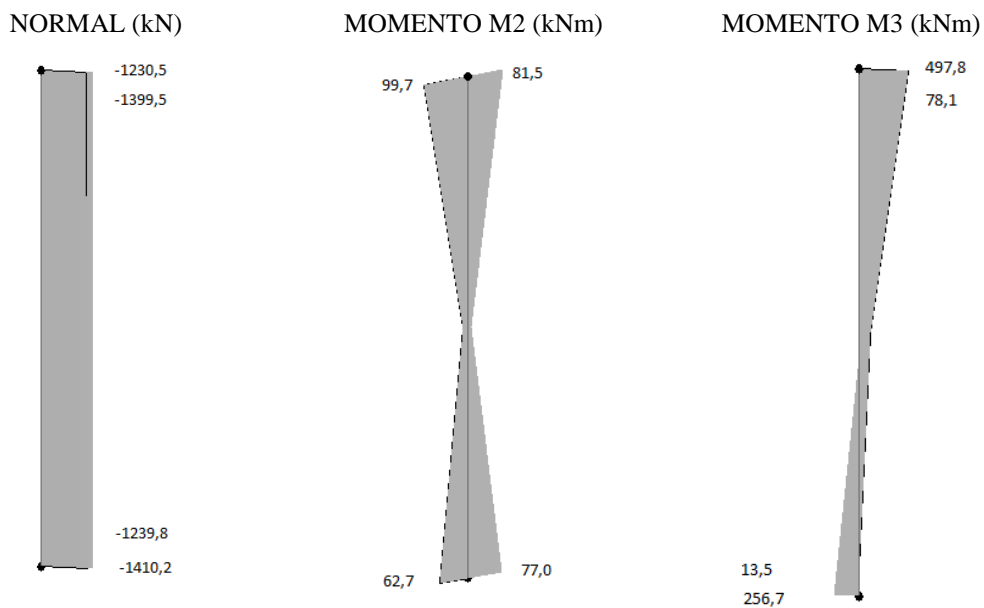


Figura 7-3 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos da interação inercial do perfil W610×174.

– Superposição das etapas:

Finalmente, juntando-se as etapas cinemática e inercial, temos os seguintes valores de forças normais e momentos solicitantes.

Tabela 7-3 – Esforços de cálculo nas estacas – perfil W610×174.

NÍVEL	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
0,86	-1399,5	-99,7	-497,8
-4,2	-1411,7	77,0	256,4
-5,2	-991,9	-15,9	19,4
-6,2	-652,7	-3,6	1,5
-7,2	-568,5	0,2	-60,2
-8,2	-497,8	0,4	-11,5
-9,2	-418,2	0,1	-15,2
-10,2	-352,2	0,0	-2,0
-11,2	-293,0	0,0	-18,3
-12,2	-244,1	0,0	0,3
-13,2	-201,1	0,0	-12,1
-14,2	-165,7	0,0	0,1
-15,2	-134,9	0,0	-10,4
-16,2	-109,6	0,0	-5,9
-17,2	-92,6	0,0	-55,0
-18,2	-82,2	0,0	-129,1
-19,2	-70,1	0,0	-203,3
-20,2	-60,5	0,0	-277,5
-21,2	-47,3	0,0	-63,9
-22,2	-37,1	0,0	149,8
-23,2	-29,2	0,0	92,1
-24,2	-22,5	0,0	34,5
-25,2	-17,3	0,0	23,9
-26,2	-13,1	0,0	13,3
-27,2	-9,9	0,0	-11,3
-29,2	-5,7	0,0	-35,8
-31,2	-3,3	0,0	-2,1
-34,2	-1,4	0,0	87,6
-35,2	-1,1	0,0	-9,5
-37,2	-0,7	0,0	-106,6
-39,2	-0,4	0,0	0,7
-40,2	0,0	0,0	0,0
-41,2	0,0	0,0	0,0
-42,2	0,0	0,0	0,0

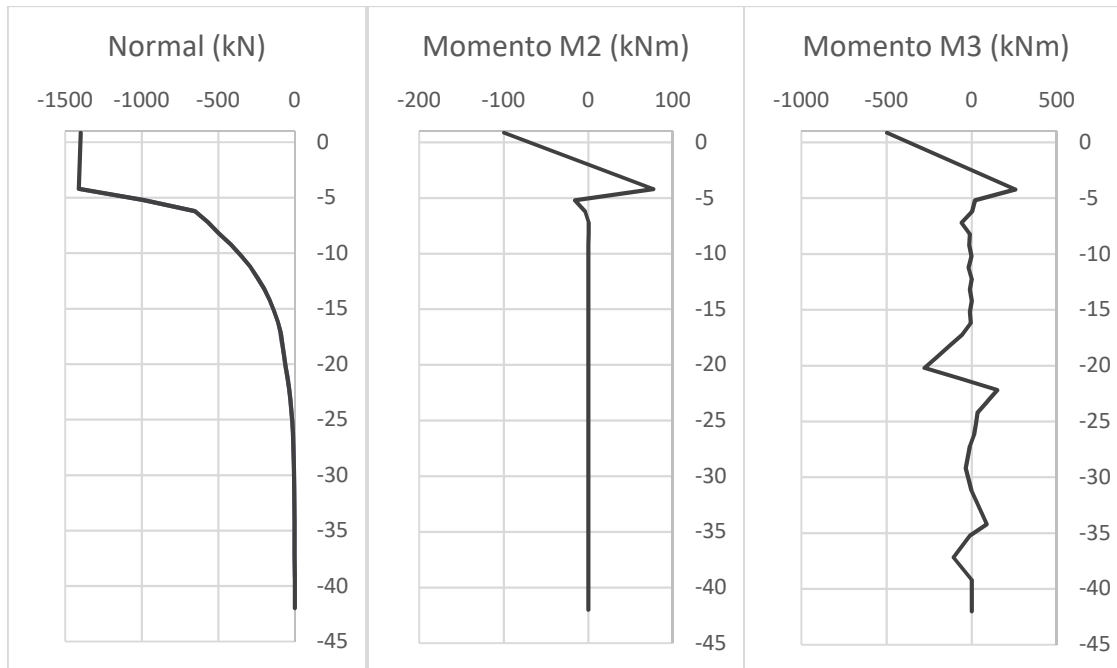


Figura 7-4 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores finais para o perfil W610×174.

– Resistência da estaca:

Os esforços solicitantes máximos das estacas são os seguintes:

$$N_{Sd} = -1399,5 \text{ kN}$$

$$M_{Sdy} = 99,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Sdx} = 497,8 \text{ kNm}$$

Calculando-se os esforços resistentes segundo a NBR 8800 temos:

$$N_{Rd} = -4475,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rdy} = 367,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rdx} = 1751,1 \text{ kNm}$$

A verificação da resistência da estaca segundo a NBR 8800 é:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} + \frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} \right) = \frac{1399,5}{4475,7} + \frac{8}{9} \left( \frac{99,7}{367,3} + \frac{497,8}{1751,1} \right) = 0,81 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

## 7.2. Estacas-prancha

– Resultados da Interação Cinemática:

Abaixo são apresentados os resultados da interação cinemática ao longo da estaca. Como dito anteriormente, só são apresentados os resultados para a maior inércia da estaca.

Tabela 7-4 – Momentos fletores devidos à interação cinemática para perfil HZ.

NÍVEL INFERIOR DA CAMADA	MOMENTO ((1/r)EI) (kNm)
-4,2	0,00
-6,3	-434,84
-8,41	-83,90
-10,51	-162,62
-12,61	-111,49
-14,71	-93,90
-16,81	-53,09
-17,64	-495,02
-18,75	-2499,48
-21,36	1349,12
-23,97	310,32
-25,83	119,92
-27,45	-322,53
-29,95	-19,27
-31,40	-18,05
-31,69	0,00

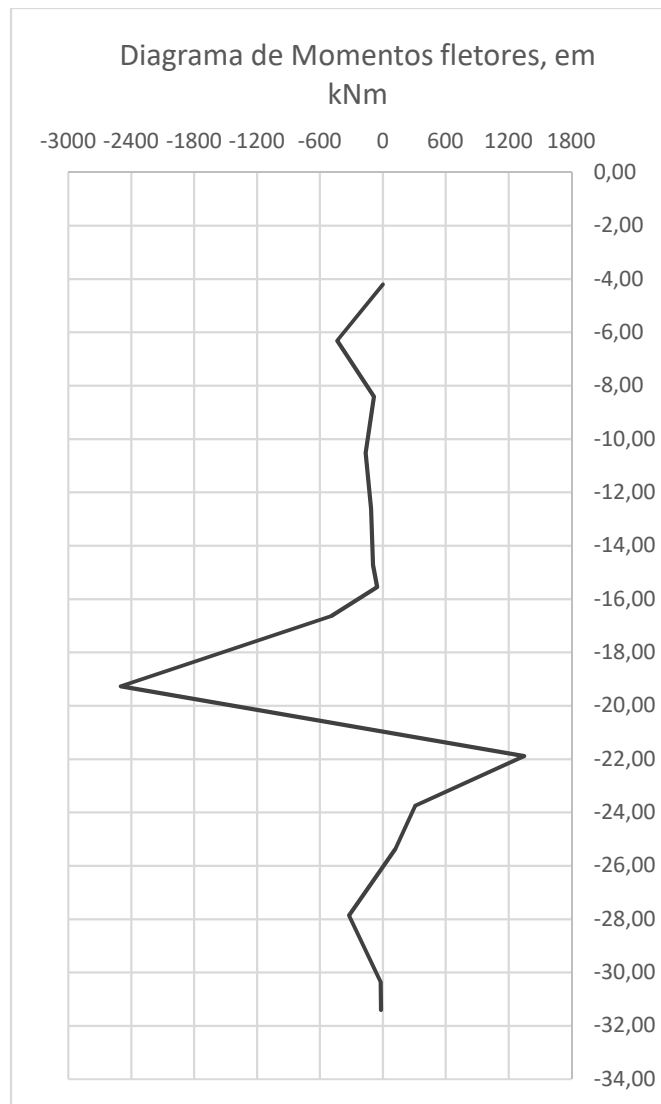


Figura 7-5 – Diagrama de momentos fletores devido à interação cinemática solo×estrutura para o perfil HZ.

– Resultados do programa PILAY:

Conforme explicado no item anterior, mostramos aqui os esforços atuantes nas estacas pranchas na parte enterrada, combinando-se os deslocamentos obtidos no SAP 2000 com os resultados do programa PILAY.

Tabela 7-5 – Esforços nas estacas do comprimento enterrado – perfil HZ.

Nível (m)	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
-12,39	-428,37	581,03	-53,13	70,32	-776,41
-13,4	-389,53	631,58	7,51	16,40	19,70
-14,4	-356,44	651,19	12,34	-2,12	532,74
-15,4	-269,32	258,50	5,76	-3,87	329,16
-16,4	-194,68	81,50	1,05	-1,99	101,30
-17,4	-176,60	28,00	-0,44	-0,50	70,13
-18,4	-164,76	-6,62	-0,46	0,09	57,16
-19,4	-149,89	-18,69	-0,19	0,15	33,22
-20,4	-137,11	-23,52	-0,01	0,06	16,62
-21,4	-117,88	-15,27	0,02	0,01	4,01
-22,4	-101,55	-8,03	0,01	-0,01	-1,35
-23,4	-87,72	-3,46	0,00	0,00	-2,85
-24,4	-74,56	-0,93	0,00	0,00	-2,49
-25,4	-63,48	0,18	0,00	0,00	-1,72
-26,4	-53,36	0,46	0,00	0,00	-0,93
-27,4	-44,86	0,39	0,00	0,00	-0,40
-29,4	-32,07	0,17	0,00	0,00	-0,01
-31,4	-22,80	0,03	0,00	0,00	0,04
-31,69	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

A seguir, na figura 7-6, mostram-se os diagramas de carga normal e momentos fletores:

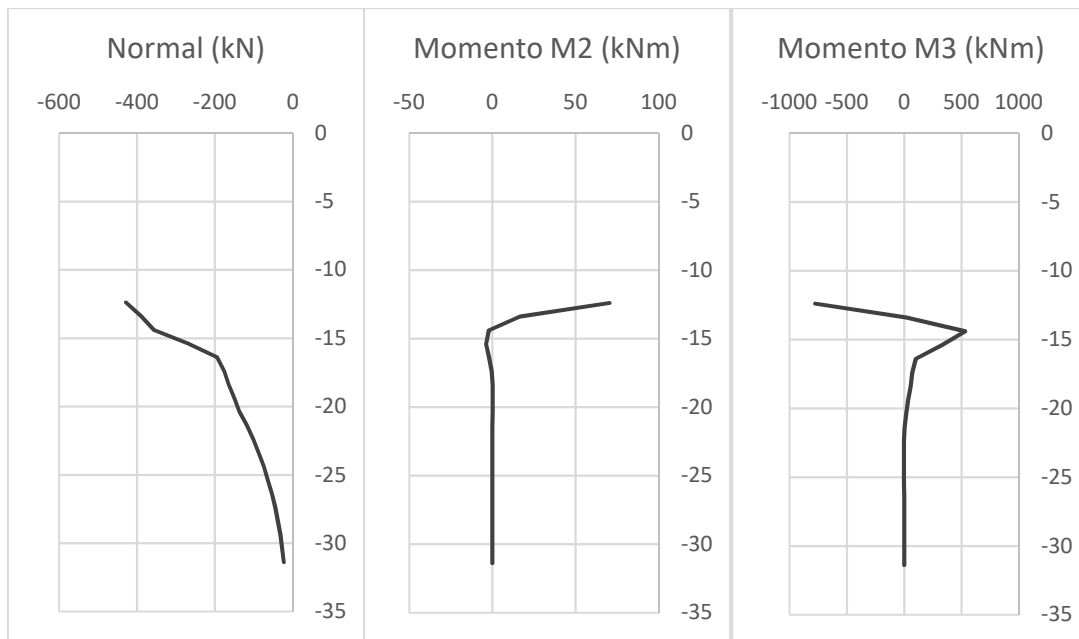


Figura 7-6 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos do comportamento dinâmico do perfil HZ enterrado no solo.

– Resultados da Interação Inercial:

Aqui, mostramos os diagramas da estaca mais solicitada fornecidos pelo programa SAP 2000. Os valores mostrados já estão combinados, conforme item 6.8.5.

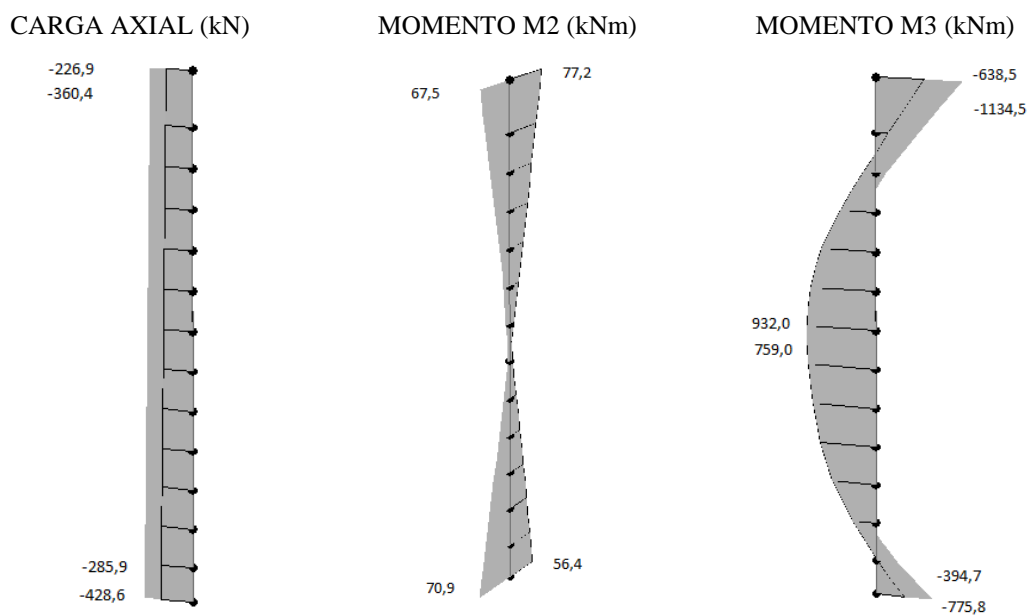


Figura 7-7 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores obtidos da interação inercial do perfil HZ.

– Superposição das etapas:

Finalmente, superpondo-se as etapas cinemática e inercial, temos os valores de forças normais e momentos fletores solicitantes, mostrados na tabela 7-6 e na figura 7-8.

Tabela 7-6 – Esforços de cálculo nas estacas – perfil HZ.

NÍVEL	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
0,86	-360,4	-77,2	-1134,5
-0,80	-368,9	-58,8	-391,0
-2,45	-377,4	-40,3	260,7
-4,11	-385,9	-21,9	790,9
-5,77	-394,4	-3,4	1366,8
-7,42	-402,9	15,0	808,9
-9,08	-411,4	33,4	508,3
-10,73	-419,9	51,9	-295,1
-12,39	-428,4	70,3	-887,9
-13,4	-389,5	16,4	19,7
-14,4	-356,4	-2,1	626,6
-15,4	-269,3	-3,9	382,2
-16,4	-194,7	-2,0	596,3
-17,4	-176,6	-0,5	70,1
-18,4	-164,8	0,1	57,2
-19,4	-149,9	0,2	-2532,7
-20,4	-137,1	0,1	16,6
-21,4	-117,9	0,0	1353,1
-22,4	-101,5	0,0	-1,3
-23,4	-87,7	0,0	307,5
-24,4	-74,6	0,0	-2,5
-25,4	-63,5	0,0	118,2
-26,4	-53,4	0,0	-0,9
-27,4	-44,9	0,0	-322,9
-29,4	-32,1	0,0	-19,3
-31,4	-22,8	0,0	-18,0
-31,69	0,0	0,0	0,0



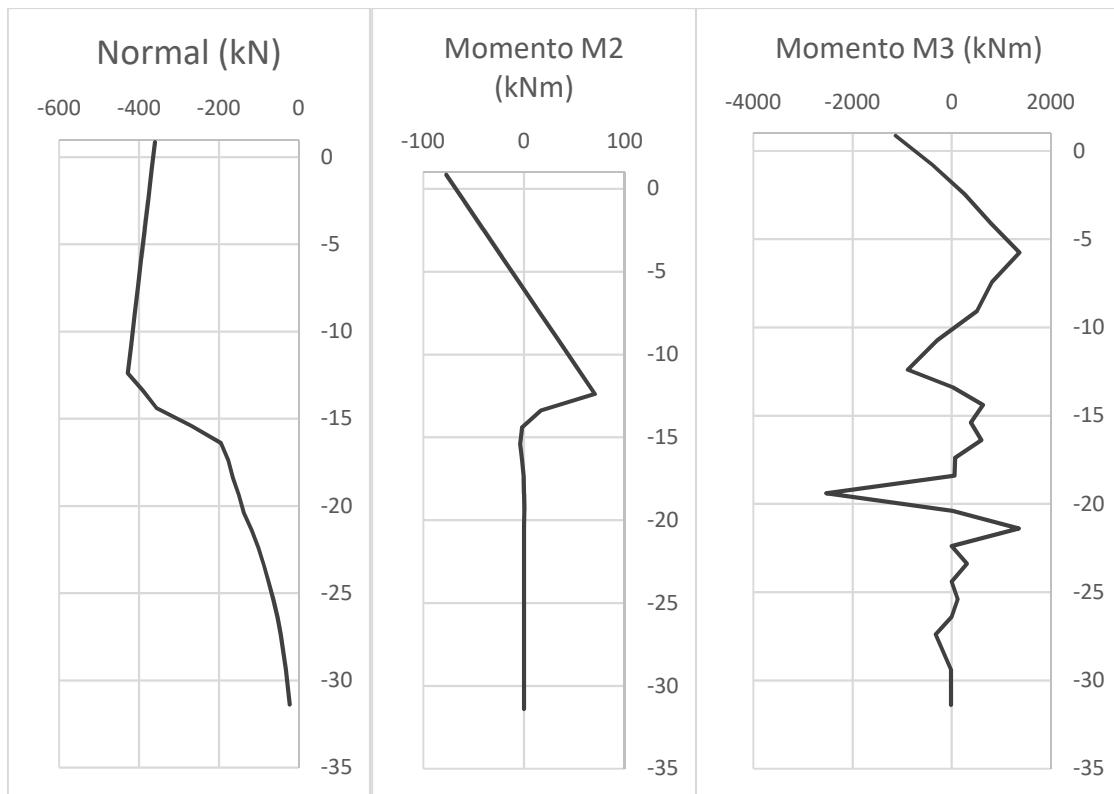


Figura 7-8 – Diagramas de esforço normal e momentos fletores finais para o perfil HZ.

– Resistência da estaca:

Os esforços solicitantes máximos das estacas são os seguintes:

$$N_{Sd} = -19,4 \text{ kN}$$

$$M_{Sdx} = 2532,7 \text{ kNm}$$

Calculando-se os esforços resistentes segundo a NBR 8800 temos:

$$N_{Rd} = -20821,0 \text{ kN}$$

$$M_{Rdx} = 6866,4 \text{ kNm}$$

A verificação da resistência da estaca segundo a NBR 8800 é:

$$\frac{N_{Sd}}{2 \times N_{Rd}} + \frac{M_{Sdx}}{M_{Sdx}} = \frac{19,4}{2 \times 20821} + \frac{2532,7}{6866,4} = 0,37 < 1,0$$

Podemos verificar, portanto, que, na situação extrema do sismo, a estaca tem resistência estrutural para manter a estrutura íntegra.

– Deslocamentos:

Durante o sismo, a movimentação da estrutura provoca deformações elásticas e, acabado o tremor, deformações residuais são esperadas. Porém, de acordo com a categoria e o nível de dano aceitável para esta estrutura, essas deformações têm um limite, de tal forma a se assegurar não só segurança estrutural como também a operabilidade do cais.

Após a análise do modelo de interação inercial, seguindo as combinações estipuladas no item 6.8.5, obtivemos os seguintes deslocamentos máximos no topo da estrutura.

U1 = 21,6 cm (sentido longitudinal)

U2 = 6,4 cm (sentido transversal em direção ao mar)

O PIANC (2001) sugere parâmetros de acordo com o grau de dano aceitável para a estrutura de acordo com sua categoria. No caso estudado, definido no capítulo 2 como nível 1, os valores de deformação aceitáveis são os seguintes:

- Deformação horizontal máxima de 1,5%;
- Distorção máxima em direção ao mar de 3°.

Segundo o PIANC (2001), os valores dos deslocamentos devem ser verificados em relação ao comprimento medido do topo da estrutura até o leito marinho. Portanto, esses valores não devem ser superiores a:

$$\text{tg } 3^\circ \times 1400 = 73 \text{ cm}$$

$$0,015 \times 1400 = 21 \text{ cm}$$

Pode-se verificar que os deslocamentos, após o fim do tremor, estão dentro dos limites sugeridos pelo PIANC.

## 8. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

---

Neste capítulo final serão apontadas as conclusões, aspectos mais relevantes e, eventualmente, sugestões para trabalhos futuros.

Durante todo o trabalho, focamos em estudos de amplificação dinâmica, liquefação e análise sísmica de uma estrutura portuária e apresentou-se um método de análise dinâmica para o caso dos sismos, o que se faz importante, já que há poucos trabalhos ainda nessa área em língua portuguesa e, até mesmo, sob o aspecto de análise sísmica de portos, em outras línguas.

Vimos que, no âmbito da análise da interação solo - estrutura, embora as soluções apresentadas sejam bastante eficazes, pouco se evoluiu no assunto desde a década de 70. Tanto o SHAKE quanto o PILAY, datados dessa época, se mostraram ferramentas muito poderosas na análise dinâmica de solo estratificado.

Também muito importante é ressaltar que se lançou mão do Método das Três Etapas de Kausel. Esse método permite que se faça a análise da interação solo - estrutura a partir de 3 análises independentes (interação cinemática, determinação dos coeficientes de impedância e interação inercial), para posterior superposição destes efeitos, o que se mostrou muito mais prático que uma eventual análise dinâmica em elementos finitos da estrutura juntamente com toda a massa de solo.

A partir de recomendações normativas e da literatura e deliberações feitas com o propósito de se fazer um estudo aplicável à realidade, no capítulo 2 se se estabeleceram parâmetros os quais nortearam este trabalho. Uma das referências mais importantes é o PIANC (2001), que faz recomendações não apenas para o desempenho de portos sob sismos mas para todos os campos da atividade portuária. Não se pode deixar de citar a NBR 15421 de 2006, que, embora recente, regulamenta o projeto antissísmico de todas as estruturas a serem construídas no país.

Já no terceiro capítulo, pudemos fazer a o estudo de amplificação do solo a partir de vários trabalhos como por exemplo o de CHALRÉO (2012) que migrou o programa SHAKE para o ambiente Windows, com uma interface mais amigável. Pudemos ver através da análise linear iterativa o comportamento não linear das camadas solo quando

submetidas à aceleração na rocha. Também obteve-se, através de manipulação algébrica, as deformações às quais o solo é submetido.

O quarto capítulo tratou do estudo do potencial de liquefação através dos manuais da SCDOT, muito embora se tenham outras referências não menos confiáveis para este assunto. A partir da análise feita pelo SHAKE conseguiu-se saber que acelerações afetam cada camada de solo, podendo-se estimar assim quais camadas sofreriam liquefação. Neste trabalho, optamos por desconsiderar a resistência das camadas liquefazíveis, considerando-as como um fluido pesado e admitimos que a argila não sofra liquefação. Diante disso, sugere-se o estudo da perda de resistência da argila quando da ocasião do sismo, como prescrito pelo SCDOT.

No quinto capítulo estudamos a interação cinemática da estrutura, considerando que nem o peso nem a rigidez da estrutura influencia nesta análise. Para estruturas relativamente leves esta hipótese é bastante razoável. Em estruturas nucleares, por exemplo, esta hipótese não deve ser tomada, conforme dito em SANTOS (1992).

O estudo dos coeficientes de impedância foi feito no sexto capítulo utilizando-se o programa PILAY, os quais foram depois aplicados ao modelo de interação inercial. Também se verificou o comportamento das estacas no solo submetido a acelerações.

No sétimo capítulo tratou-se do modelo de interação inercial e dos carregamentos que atingiriam a estrutura. Todo o estudo de empuxos, de solo e de água, foi desenvolvido nessa etapa do trabalho. Como outra sugestão para outro trabalho futuro, fica o estudo de água aderida, em que parte da massa de água fica aderida à estaca e essa massa influencia no comportamento dinâmico da estrutura.

Feitos todos os estudos de interesse deste trabalho, partiu-se para o estudo de caso no capítulo 8, onde se mostram todos os cálculos, hipóteses e procedimentos utilizados .

O nono capítulo mostra que a estrutura tem bom comportamento e desempenho quando submetida ao sismo imposto.

Algumas dificuldades foram enfrentadas no decorrer do trabalho como, por exemplo, a adaptação entre as diferentes análises. Utilizando-se de conceitos de análise matricial das estruturas foi possível se chegar a essa compatibilidade. Também pode ser

citada a definição do perfil de solo de projeto, ou seja, da adaptação do solo real, através do boletim de sondagem, para um solo estratificado idealizado a ser estudado.

No entanto, embora bastante trabalhoso, o método de análise proposto em nosso estudo parece de grande valia para o estudo do efeito dos sismos sobre estruturas portuárias e vem a contribuir para a engenharia sísmica mostrando uma rotina de abordagem a ser seguida.

## 9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), *ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, United States, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 8681, Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 15421, Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 8800, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.

CAPUTO, H. P., *Mecânica dos Solos e Suas Aplicações – Vols.1 e 2*. 6ª ed., Livros Técnicos e Científicos, Brasil, 2012.

CHALRÉO, A. W., *Estudo de Amplificação Sísmica em Solos Estratificados*. Projeto de Graduação, POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N., ALBIERO, J. H., *Fundações Diretas – Projeto Geotécnico*. Oficina de Textos, Brasil, 2011.

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC., *SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis & Design*, Version 14.1.0. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2009.

DATTA, T. K., *Seismic Analysis of Structures*. John Wiley & Sons (Asia), Índia, 2010.

DOURADO, J. C., Mapa de Ameaça Sísmica na Plataforma Continental do Sul/Sudeste. *Thirteenth International Congress of the Brazilian Geophysical Society*. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (EUROCODE), *EN 1998-1:2004 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. ECS. Brussels, 2004.

IDRISS, I. M, SUN, J. I., *Program Modified Based on the Original SHAKE*. Center for Geotechnical Modeling – Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, 1992.

IDRISS, I.M., and BOULANGER, R.W., Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes. *Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Engineering*. D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol 1, pp. 32- 56, 2004.

IDRISS, I. M., BOULANGER, R. W., *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Research Institute (EERI), Monografia MNO-12, 2008.

KAUSEL. E., WHITMAN, R. V., ELSABEE, F. and MORRAY, J. P., *Dynamic Analysis for Embedded Foundations*. Transactions of the Fourth International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, San Francisco, 1977.

LIMA, S. S., SANTOS, S. H. C., *Análise Dinâmica das Estruturas*. Ed. Ciência Moderna, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

NOWAK, M., ABOUL-ELLA, F., *A Computer Program for Calculation of Stiffness and Damping of Piles in Layered Media*. SACDA – System Analysis Control and Design Activity, University of Western Ontario, Canadá, 1977.

PAZ, M., LEIGH, W., *Structural Dynamics – Theory and Computation*. 5<sup>a</sup> ed., Kluwer Academic Publishers, EUA, 2004.

PIANC – INTERNATIONAL NAVIGATION ASSOCIATION. *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Bélgica, 2001.

RODRIGUES, R. M. R., *Geração de Acelerogramas Sísmicos Artificiais Compatíveis com um Espectro de Resposta*. Projeto de Graduação, POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

SANTOS, S. H. C., *Aplicação dos Modelos de Biela-Tirante ao Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1992.

SANTOS, S. H. C., *Fundação de Máquinas*. Apostila da Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

SANTOS, S. H. C., LIMA, S. S., RODRIGUES, R. M. R., Artquake, A New Software for Generation of Artificial Time Histories. *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Alaska, EUA, 2014.

SCDOT GEOTECHINICAL DESIGN MANUAL. *Geotechnical Seismic Hazards – Chapter 13*. Carolina do Sul, EUA, 2010.

SEED, H.B., IDRIS, I.M., Simplified Procedure or Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE*. v. 97, n. SM9, pp. 1249–1273,1971.

SHAFIEEZADEH, A., DESROCHES, R., RIX, G. J. et al. Three-Dimensional Wharf Response to Far-Field and Impulsive Near-Field Ground Motions in Liquefiable Soils. *Journal of Structural Engineering – ASCE*. pp 1395 – 1407, 2013.

SCHNABEL, P.B., LYSMER, J. E SEED, H. B., *SHAKE – A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Report nº EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, 1972.



ZHANG, W., SUN, A. Experimental Study on Dynamic Properties of the Silt Soil in Shanxi Province. *EJGE – Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2011.

## 10. SÍTIOS DA INTERNET

---

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS). *This Dynamic Earth: The Story of Plate Tectonics*. Disponível em: <<http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html>>. Acesso em: 14/12/2015, 22:30:00.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS), *Seismicity of the Earth 1900–2013. Seismotectonics of South America (Nazca Plate Region)*. Disponível em: <<http://pubs.usgs.gov/of/2015/1031/e>>. Acesso em: 15/06/2015, 21:00:00.

UNB/OBSIS – UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS, OBSERVATÓRIO SISMOLÓGICO. *Sismicidade Brasileira*. Disponível em:

<[http://www.obsis.unb.br/obsis/index.php?option=com\\_content&view=article&id=59&Itemid=71&lang=pt-br](http://www.obsis.unb.br/obsis/index.php?option=com_content&view=article&id=59&Itemid=71&lang=pt-br)>. Acesso em: 14/12/2015, 23:00:00.

USP, UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – CENTRO DE SISMOLOGIA, *Web Request*. Disponível em: <<http://www.sismo.iag.usp.br/rq/wi/>>. Acesso em: 07/07/2015, 21:00:00.

# 11. ANEXOS

## 11.1. Boletim de Sondagem

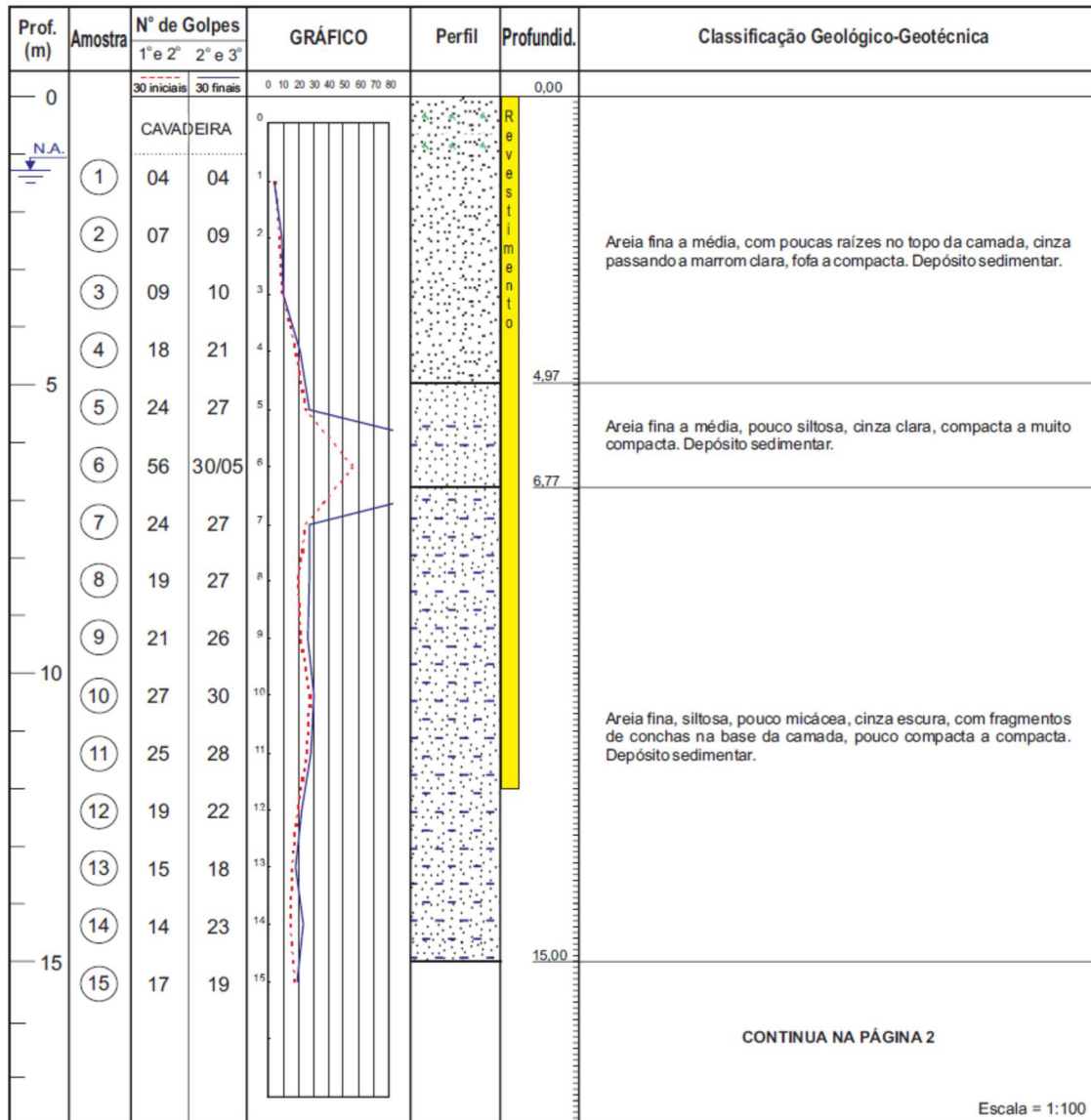


Figura 11-1 – Boletim de Sondagem – Página 1

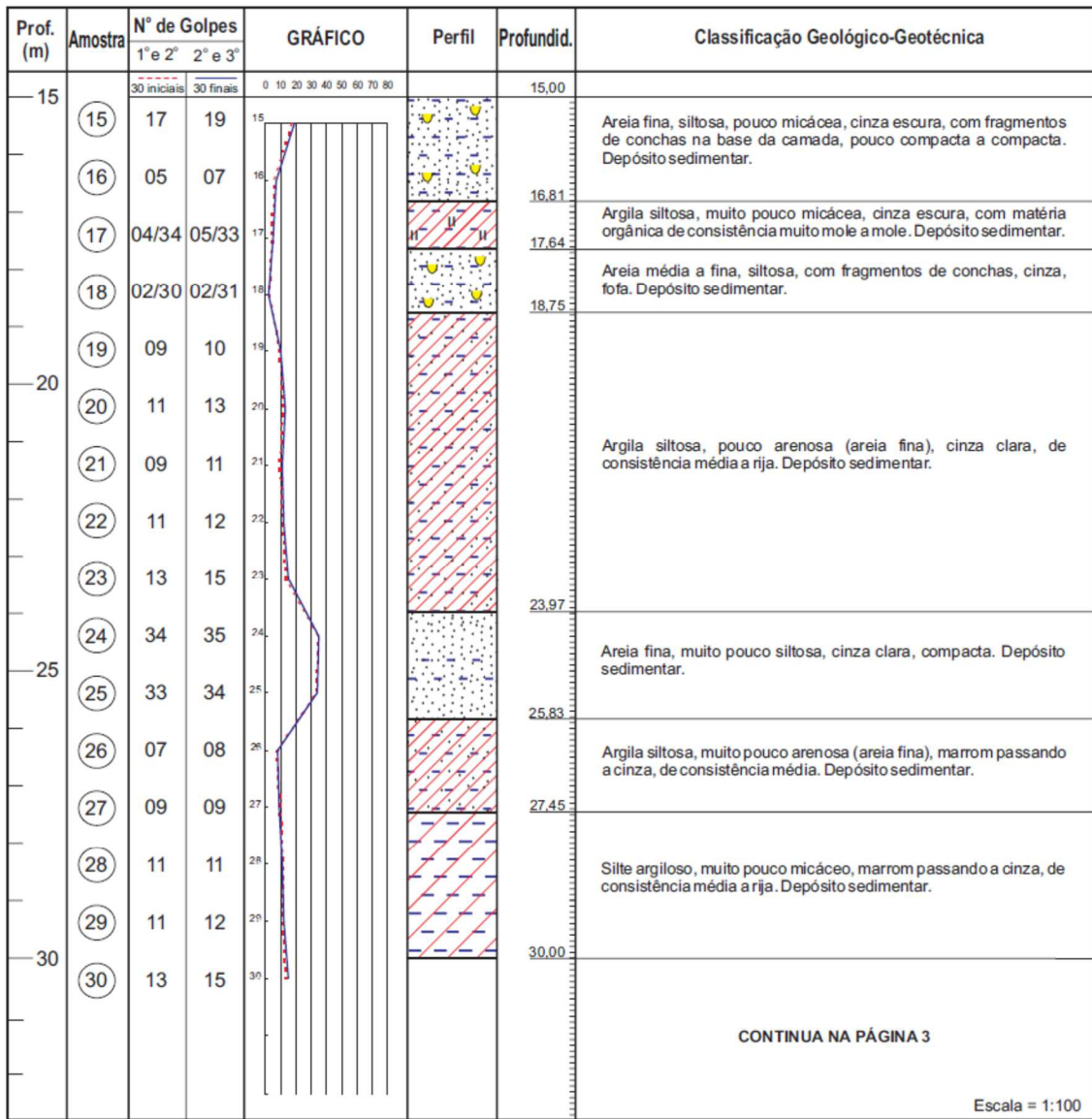


Figura 11-2 – Boletim de Sondagem – Página 2

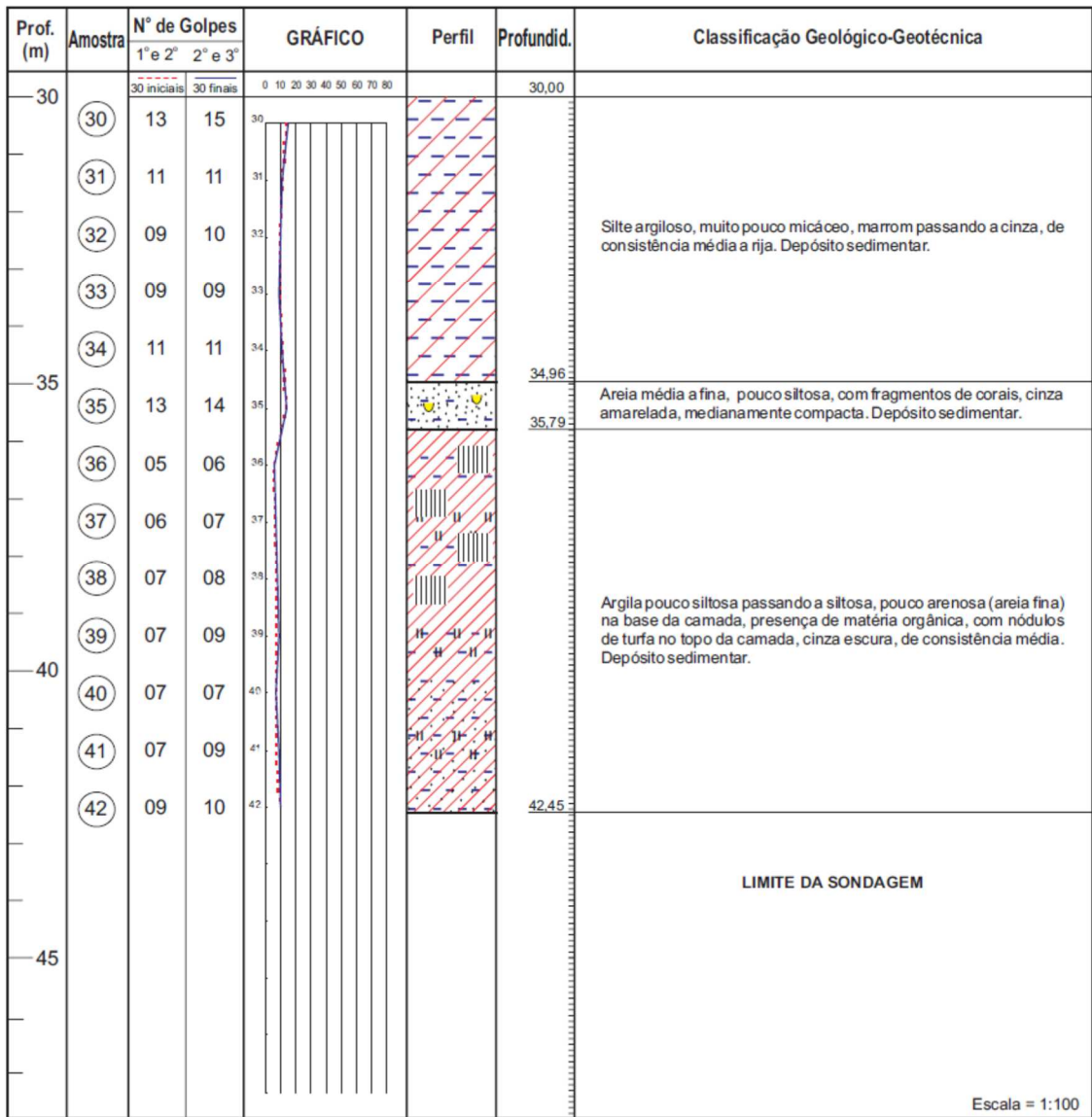


Figura 11-3 – Boletim de Sondagem – Página 3

## 11.2. Dados de Saída do SHAKEBR

```

*****
* SHAKE -- A COMPUTER PROGRAM FOR EARTHQUAKE RESPONSE *
* ANALYSIS OF HORIZONTALLY LAYERED SITES *
* by: Per B. Schnabel & John Lysmer -- 1970 *
* ----- *
* shake85 IBM-PC version of SHAKE *
* by: S.S. (Willie) Lai, January 1985 *
* ----- *
* shake88 : New modulus reduction curves for clays added*
* using results from Sun et al (1988) *
* by: J. I. Sun & Ramin Golesorkhi *
* February 26, 1988 *
* ----- *
* SHAKE90/91: Adjust last iteration; Input now is either *
* Gmax or max Vs; up to 13 material types can *
* be specified by user; up to 50 Layers can *
* be specified; object motion can be read in *
* from a separate file and can have user *
* specified format; Different periods for *
* response spectral calculations; options *
* are renumbered; and general cleanup *
* by: J. I. Sun, I. M. Idriss & P. Dirrim *
* June 1990 - February 1991 *
* ----- *
* SHAKE91 : General cleanup and finalization of input/ *
* output format ... etc *
* by: I. M. Idriss *
* December 1991 *
* ----- *
* SHAKE BR : Conversion from Fortran to Pascal using *
* Delphi 7; development of graphic interface *
* for input and output files creation, *
* preview, exportation and printing using *
* Delphi 2007 Win 32 *
* by: André Wainer Chalréo *
* Contact: awc@poli.ufrj.br *
* BS"D, December 2011 *
*****
MAX. NUMBER OF TERMS IN FOURIER TRANSFORM = 4096
NECESSARY LENGTH OF BLANK COMMON X = 25619

1***** OPTION 1 *** READ RELATION BETWEEN SOIL PROPERTIES AND STRAIN

*****
MATERIAL TYPE NO. 1
*****

CURVE NO. 1: #1 Atenuation of silt
CURVE NO. 2: Damping on silt

CURVE NO. 1 CURVE NO. 2
=====
STRAIN G/Gmax STRAIN DAMPING
-----
0.0001 1.000 0.0008 0.03

```

0.0003	1.000	0.0040	0.03
0.0006	0.974	0.0073	0.03
0.0011	0.942	0.0102	0.03
0.0040	0.916	0.0385	0.04
0.0070	0.865	0.0784	0.06
0.0110	0.814	0.0840	0.10
0.0550	0.763	0.0898	0.10
0.0770	0.600	0.1000	0.12
0.0950	0.435	0.3000	0.17
0.3000	0.262	0.7851	0.24
0.7000	0.122	0.8430	0.25
1.0000	0.062	1.0000	0.26

\*\*\*\*\*  
MATERIAL TYPE NO. 3  
\*\*\*\*\*

CURVE NO. 5: #3 modulus for sand (seed & idriss 1970) - upper Range  
CURVE NO. 6: damping for sand (Idriss 1990) - (about LRng from SI 1970)

CURVE NO. 5		CURVE NO. 6	
STRAIN	G/Gmax	STRAIN	DAMPING
0.0001	1.000	0.0001	0.24
0.0003	1.000	0.0003	0.42
0.0010	0.990	0.0010	0.80
0.0030	0.960	0.0030	1.40
0.0100	0.850	0.0100	2.80
0.0300	0.640	0.0300	5.10
0.1000	0.370	0.1000	9.80
0.3000	0.180	0.3000	15.50
1.0000	0.080	1.0000	21.00
3.0000	0.050	3.0000	25.00
10.0000	0.035	10.0000	28.00

\*\*\*\*\*  
MATERIAL TYPE NO. 4  
\*\*\*\*\*

CURVE NO. 7: #4 ATTENUATION OF ROCK AVERAGE  
CURVE NO. 8: DAMPING IN ROCK

CURVE NO. 7		CURVE NO. 8	
STRAIN	G/Gmax	STRAIN	DAMPING
0.0001	1.000	0.0001	0.40
0.0003	1.000	0.0010	0.80
0.0010	0.988	0.0100	1.50
0.0030	0.952	0.1000	3.00
0.0100	0.900	1.0000	4.60
0.0300	0.810	0.0000	0.00
0.1000	0.725	0.0000	0.00
1.0000	0.550	0.0000	0.00

```

1***** OPTION 2 *** READ SOIL PROFILE
NEW SOIL PROFILE NO. 1 IDENTIFICATION Dissertação
NUMBER OF LAYERS 20 DEPTH TO BEDROCK 125.42
NO. TYPE THICKNESS DEPTH Tot. PRESS. MODULUS DAMPING UNIT WT. SHEAR VEL
      (ft) (ft) (ksf) (ksf) (kcf) (fps)
1 2 6.89 3.44 0.45 3442 0.050 0.131 919.8
2 2 6.89 10.34 1.14 1023 0.050 0.131 501.4
3 2 6.89 17.23 1.61 1388 0.050 0.131 584.1
4 2 6.89 24.11 2.08 1508 0.050 0.131 608.8
5 2 6.89 31.00 2.56 1619 0.050 0.131 630.8
6 2 6.89 37.90 3.01 1714 0.050 0.125 664.4
7 1 2.72 42.70 3.27 1397 0.050 0.094 691.8
8 2 3.64 45.88 3.42 1044 0.050 0.125 518.6
9 1 8.56 51.98 3.78 1514 0.050 0.119 640.0
10 1 8.56 60.54 4.27 2676 0.050 0.119 851.0
11 2 6.10 67.87 4.72 3020 0.050 0.131 861.6
12 1 5.31 73.58 5.04 3285 0.050 0.106 999.0
13 4 8.21 80.34 5.39 3199 0.050 0.119 930.4
14 4 8.21 88.55 5.85 3312 0.050 0.119 946.7
15 4 8.21 96.76 6.27 3398 0.050 0.106 1016.0
16 2 2.72 102.22 6.53 2837 0.050 0.125 854.8
17 1 7.28 107.22 6.77 3232 0.050 0.106 990.9
18 1 7.28 114.50 7.09 3298 0.050 0.106 1001.0
19 1 7.28 121.78 7.41 3363 0.050 0.106 1010.8
20 BASE 69565 0.020 0.140 4000.0

```

PERIOD = 0.62 FROM AVERAGE SHEAR VELOCITY = 813

FREQUENCY AMPLITUDE  
MAXIMUM AMPLIFICATION = 13.52  
FOR FREQUENCY = 1.65 C/SEC.  
PERIOD = 0.60 SEC.

```

1***** OPTION 3 *** READ INPUT MOTION
FILE NAME FOR INPUT MOTION = Acelerograma.acc
NO. OF INPUT ACC. POINTS = 1500
NO. OF POINTS USED IN FFT = 4096
NO. OF HEADING LINES = 0
NO. OF POINTS PER LINE = 2
TIME STEP FOR INPUT MOTION = 0.0100
FORMAT FOR OF TIME HISTORY = (2f10.6)

```

\*\*\*\*\* H E A D E R  
\*\* FIRST & LAST 5 LINES OF INPUT CALL\_MOTION \*\*

```

1 0.000000 0.000300
2 0.000200-0.000600
3 -0.000700-0.000500
4 -0.000300 0.000900
5 0.001300 0.000300
..... INPUT MOTION READ NOT ECHOED.....
746 0.001200 0.000400
747 0.000100 0.000000
748 -0.000200 0.000000
749 0.000000-0.000100
750 -0.000100 0.000000

```

MAXIMUM ACCELERATION = 0.13380  
AT TIME = 2.34 SEC  
THE VALUES WILL BE MULTIPLIED BY A FACTOR = 0.747



TO GIVE NEW MAXIMUM ACCELERATION = 0.10000  
 MEAN SQUARE FREQUENCY = 7.52 C/SEC.  
 1\*\*\*\*\* OPTION 4 \*\*\* READ WHERE OBJECT CALL\_MOTION IS GIVEN

OBJECT MOTION IN LAYER NUMBER 20

1\*\*\*\*\* OPTION 5 \*\*\* OBTAIN STRAIN COMPATIBLE SOIL PROPERTIES

MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS = 8  
 FACTOR FOR UNIFORM STRAIN N TIME DOMAIN = 0.67  
 EARTHQUAKE - Acelerograma.acc  
 SOIL PROFILE - Dissertação  
 ITERATION NUMBER 1  
 VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE DEPTH UNIFRM. <---- DAMPING ----> <---- SHEAR MODULUS ----> G/Go  
 (FT) STRAIN NEW USED ERROR NEW USED ERROR RATIO

1	2	3.4	0.00212	0.012	0.050	-312.7	3396.9	3441.7	-1.3	1.000		
2	2	10.3	0.02102	0.044	0.050	-14.8	897.5	1022.9	-14.0	1.000		
3	2	17.2	0.02403	0.046	0.050	-7.9	1201.8	1387.8	-15.5	1.000		
4	2	24.1	0.02820	0.050	0.050	-0.6	1285.1	1507.7	-17.3	1.000		
5	2	31.0	0.03073	0.052	0.050	3.7	1365.0	1618.8	-18.6	1.000		
6	2	37.9	0.03192	0.053	0.050	6.4	1434.6	1713.6	-19.4	1.000		
7	1	42.7	0.04321	0.000	0.050	-12267.7	1076.8	1397.3	-29.8	1.000		
8	2	45.9	0.06123	0.079	0.050	36.6	766.2	1044.1	-36.3	1.000		
9	1	52.0	0.04662	0.000	0.050	-11633.1	1162.8	1513.6	-30.2	1.000		
10	1	60.5	0.02908	0.000	0.050	-14020.7	2096.0	2676.2	-27.7	1.000		
11	2	67.9	0.02762	0.049	0.050	-1.5	2579.5	3020.2	-17.1	1.000		
12	1	73.6	0.02647	0.000	0.050	-14250.3	2582.7	3285.2	-27.2	1.000		
13	4	80.3	0.02842	0.022	0.050	-129.3	2605.3	3198.9	-22.8	1.000		
14	4	88.5	0.02887	0.022	0.050	-128.2	2693.4	3312.3	-23.0	1.000		
15	4	96.8	0.02913	0.022	0.050	-127.6	2760.6	3398.0	-23.1	1.000		
16	2	102.2	0.03530	0.057	0.050	12.8	2329.4	2836.5	-21.8	1.000		
17	1	107.2	0.03125	0.000	0.050	-13849.2	2524.2	3232.4	-28.1	1.000		
18	1	114.5	0.03113	0.000	0.050	-13858.3	2576.2	3298.5	-28.0	1.000		
19	1	121.8	0.03073	0.000	0.050	-13888.7	2628.2	3363.3	-28.0	1.000		

1  
 EARTHQUAKE - Acelerograma.acc  
 SOIL PROFILE - Dissertação  
 ITERATION NUMBER 2  
 VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE DEPTH UNIFRM. <---- DAMPING ----> <---- SHEAR MODULUS ----> G/Go  
 (FT) STRAIN NEW USED ERROR NEW USED ERROR RATIO

1	2	3.4	0.00303	0.014	0.012	14.1	3375.3	3396.9	-0.6	0.987		
2	2	10.3	0.03399	0.056	0.044	22.1	846.1	897.5	-6.1	0.877		
3	2	17.2	0.03956	0.062	0.046	25.0	1114.6	1201.8	-7.8	0.866		
4	2	24.1	0.04937	0.070	0.050	29.4	1157.9	1285.1	-11.0	0.852		
5	2	31.0	0.05748	0.076	0.052	32.0	1204.1	1365.0	-13.4	0.843		
6	2	37.9	0.06295	0.080	0.053	33.2	1249.9	1434.6	-14.8	0.837		
7	1	42.7	0.08878	0.001	0.000	60.6	682.2	1076.8	-57.9	0.771		
8	2	45.9	0.13026	0.112	0.079	29.4	630.1	766.2	-21.6	0.734		
9	1	52.0	0.08815	0.001	0.000	58.1	747.4	1162.8	-55.6	0.768		
10	1	60.5	0.05114	0.000	0.000	21.8	2048.1	2096.0	-2.3	0.783		
11	2	67.9	0.04326	0.065	0.049	24.5	2382.7	2579.5	-8.3	0.854		
12	1	73.6	0.04557	0.000	0.000	17.0	2526.2	2582.7	-2.2	0.786		
13	4	80.3	0.04704	0.025	0.022	13.1	2489.5	2605.3	-4.7	0.814		
14	4	88.5	0.04756	0.025	0.022	12.9	2575.3	2693.4	-4.6	0.813		

15	4	96.8	0.04841	0.025	0.022	13.1	2637.6	2760.6	-4.7	0.812
16	2	102.2	0.05808	0.077	0.057	25.3	2105.3	2329.4	-10.6	0.821
17	1	107.2	0.05607	0.000	0.000	25.2	2436.1	2524.2	-3.6	0.781
18	1	114.5	0.05575	0.000	0.000	25.0	2495.1	2576.2	-3.3	0.781
19	1	121.8	0.05536	0.000	0.000	24.9	2555.5	2628.2	-2.8	0.781

1

EARTHQUAKE - Acelerograma.acc  
 SOIL PROFILE - Dissertação  
 ITERATION NUMBER 3  
 VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE DEPTH UNIFRM. <---- DAMPING ----> <---- SHEAR MODULUS ----> G/Go  
 (FT) STRAIN NEW USED ERROR NEW USED ERROR RATIO

1	2	3.4	0.00205	0.012	0.014	-18.4	3399.1	3375.3	0.7	0.981
2	2	10.3	0.02419	0.046	0.056	-20.2	885.2	846.1	4.4	0.827
3	2	17.2	0.02853	0.050	0.062	-23.7	1181.4	1114.6	5.7	0.803
4	2	24.1	0.03650	0.059	0.070	-20.1	1230.2	1157.9	5.9	0.768
5	2	31.0	0.04233	0.064	0.076	-18.5	1282.7	1204.1	6.1	0.744
6	2	37.9	0.04725	0.069	0.080	-16.3	1327.9	1249.9	5.9	0.729
7	1	42.7	0.09308	0.001	0.001	6.3	630.2	682.2	-8.2	0.488
8	2	45.9	0.10454	0.100	0.112	-11.4	675.7	630.1	6.7	0.604
9	1	52.0	0.09129	0.001	0.001	4.6	705.8	747.4	-5.9	0.494
10	1	60.5	0.03611	0.000	0.000	-23.3	2077.6	2048.1	1.4	0.765
11	2	67.9	0.03293	0.055	0.065	-19.5	2513.4	2382.7	5.2	0.789
12	1	73.6	0.03309	0.000	0.000	-15.9	2559.5	2526.2	1.3	0.769
13	4	80.3	0.03548	0.023	0.025	-7.9	2553.1	2489.5	2.5	0.778
14	4	88.5	0.03632	0.023	0.025	-7.5	2638.3	2575.3	2.4	0.777
15	4	96.8	0.03684	0.023	0.025	-7.6	2703.1	2637.6	2.4	0.776
16	2	102.2	0.04770	0.069	0.077	-11.1	2193.9	2105.3	4.0	0.742
17	1	107.2	0.04226	0.000	0.000	-20.5	2493.3	2436.1	2.3	0.754
18	1	114.5	0.04189	0.000	0.000	-20.8	2545.2	2495.1	2.0	0.756
19	1	121.8	0.04114	0.000	0.000	-21.9	2597.2	2555.5	1.6	0.760

1

EARTHQUAKE - Acelerograma.acc  
 SOIL PROFILE - Dissertação  
 ITERATION NUMBER 4  
 VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE DEPTH UNIFRM. <---- DAMPING ----> <---- SHEAR MODULUS ----> G/Go  
 (FT) STRAIN NEW USED ERROR NEW USED ERROR RATIO

1	2	3.4	0.00215	0.012	0.012	2.1	3396.3	3399.1	-0.1	0.988
2	2	10.3	0.02432	0.047	0.046	0.2	884.8	885.2	-0.1	0.865
3	2	17.2	0.02825	0.050	0.050	-0.4	1182.6	1181.4	0.1	0.851
4	2	24.1	0.03580	0.058	0.059	-1.3	1234.8	1230.2	0.4	0.816
5	2	31.0	0.04103	0.063	0.064	-1.9	1290.7	1282.7	0.6	0.792
6	2	37.9	0.04497	0.067	0.069	-2.9	1341.3	1327.9	1.0	0.775
7	1	42.7	0.10096	0.001	0.001	9.4	595.0	630.2	-5.9	0.451
8	2	45.9	0.09926	0.098	0.100	-2.7	686.1	675.7	1.5	0.647
9	1	52.0	0.09996	0.001	0.001	11.5	646.8	705.8	-9.1	0.466
10	1	60.5	0.03681	0.000	0.000	0.3	2076.0	2077.6	-0.1	0.776
11	2	67.9	0.03224	0.054	0.055	-1.6	2523.7	2513.4	0.4	0.832
12	1	73.6	0.03378	0.000	0.000	0.3	2557.3	2559.5	-0.1	0.779
13	4	80.3	0.03608	0.023	0.023	0.5	2549.4	2553.1	-0.1	0.798
14	4	88.5	0.03748	0.024	0.023	0.9	2630.9	2638.3	-0.3	0.796
15	4	96.8	0.03852	0.024	0.023	1.2	2692.4	2703.1	-0.4	0.796
16	2	102.2	0.04947	0.071	0.069	2.0	2177.5	2193.9	-0.8	0.773
17	1	107.2	0.04466	0.000	0.000	3.9	2487.6	2493.3	-0.2	0.771
18	1	114.5	0.04484	0.000	0.000	4.7	2538.1	2545.2	-0.3	0.772

19 1 121.8 0.04426 0.000 0.000 5.1 2589.4 2597.2 -0.3 0.772

1

EARTHQUAKE - Acelerograma.acc  
SOIL PROFILE - Dissertação  
ITERATION NUMBER 5  
VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE DEPTH UNIFRM. <---- DAMPING ----> <---- SHEAR MODULUS ----> G/Go  
(FT) STRAIN NEW USED ERROR NEW USED ERROR RATIO

-----										
NO	TYPE	DEPTH	UNIFRM.	<---- DAMPING ---->			<---- SHEAR MODULUS ---->			G/Go
(FT)	STRAIN	NEW	USED	ERROR	NEW	USED	ERROR	RATIO		
1	2	3.4	0.00219	0.012	0.012	0.9	3395.1	3396.3	-0.0	0.987
2	2	10.3	0.02480	0.047	0.047	0.9	883.0	884.8	-0.2	0.865
3	2	17.2	0.02883	0.050	0.050	0.8	1180.2	1182.6	-0.2	0.852
4	2	24.1	0.03669	0.059	0.058	1.6	1228.9	1234.8	-0.5	0.819
5	2	31.0	0.04205	0.064	0.063	1.5	1284.4	1290.7	-0.5	0.797
6	2	37.9	0.04621	0.068	0.067	1.6	1333.9	1341.3	-0.6	0.783
7	1	42.7	0.11244	0.001	0.001	4.0	572.4	595.0	-4.0	0.426
8	2	45.9	0.10154	0.099	0.098	1.1	681.7	686.1	-0.6	0.657
9	1	52.0	0.11197	0.001	0.001	4.3	621.0	646.8	-4.2	0.427
10	1	60.5	0.03678	0.000	0.000	-0.0	2076.0	2076.0	0.0	0.776
11	2	67.9	0.03197	0.053	0.054	-0.6	2527.7	2523.7	0.2	0.836
12	1	73.6	0.03372	0.000	0.000	-0.0	2557.5	2557.3	0.0	0.778
13	4	80.3	0.03604	0.023	0.023	-0.0	2549.6	2549.4	0.0	0.797
14	4	88.5	0.03725	0.024	0.024	-0.2	2632.4	2630.9	0.1	0.794
15	4	96.8	0.03880	0.024	0.024	0.2	2690.7	2692.4	-0.1	0.792
16	2	102.2	0.04959	0.071	0.071	0.1	2176.4	2177.5	-0.1	0.768
17	1	107.2	0.04463	0.000	0.000	-0.1	2487.7	2487.6	0.0	0.770
18	1	114.5	0.04438	0.000	0.000	-0.7	2539.2	2538.1	0.0	0.769
19	1	121.8	0.04368	0.000	0.000	-0.9	2590.8	2589.4	0.1	0.770

1

EARTHQUAKE - Acelerograma.acc  
SOIL PROFILE - Dissertação  
ITERATION NUMBER 6  
VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE DEPTH UNIFRM. <---- DAMPING ----> <---- SHEAR MODULUS ----> G/Go  
(FT) STRAIN NEW USED ERROR NEW USED ERROR RATIO

-----										
NO	TYPE	DEPTH	UNIFRM.	<---- DAMPING ---->			<---- SHEAR MODULUS ---->			G/Go
(FT)	STRAIN	NEW	USED	ERROR	NEW	USED	ERROR	RATIO		
1	2	3.4	0.00221	0.012	0.012	0.4	3394.5	3395.1	-0.0	0.986
2	2	10.3	0.02508	0.047	0.047	0.5	882.1	883.0	-0.1	0.863
3	2	17.2	0.02924	0.050	0.050	0.6	1178.5	1180.2	-0.1	0.850
4	2	24.1	0.03746	0.060	0.059	1.4	1223.9	1228.9	-0.4	0.815
5	2	31.0	0.04308	0.065	0.064	1.5	1278.2	1284.4	-0.5	0.793
6	2	37.9	0.04765	0.069	0.068	1.7	1325.6	1333.9	-0.6	0.778
7	1	42.7	0.12054	0.001	0.001	2.5	557.8	572.4	-2.6	0.410
8	2	45.9	0.10445	0.100	0.099	1.5	675.9	681.7	-0.9	0.653
9	1	52.0	0.12006	0.001	0.001	2.5	605.1	621.0	-2.6	0.410
10	1	60.5	0.03751	0.000	0.000	0.3	2074.4	2076.0	-0.1	0.776
11	2	67.9	0.03235	0.054	0.053	0.9	2521.9	2527.7	-0.2	0.837
12	1	73.6	0.03348	0.000	0.000	-0.1	2558.2	2557.5	0.0	0.778
13	4	80.3	0.03571	0.023	0.023	-0.3	2551.7	2549.6	0.1	0.797
14	4	88.5	0.03693	0.024	0.024	-0.2	2634.4	2632.4	0.1	0.795
15	4	96.8	0.03830	0.024	0.024	-0.4	2693.8	2690.7	0.1	0.792
16	2	102.2	0.04872	0.070	0.071	-1.0	2184.3	2176.4	0.4	0.767
17	1	107.2	0.04383	0.000	0.000	-1.3	2489.5	2487.7	0.1	0.770
18	1	114.5	0.04352	0.000	0.000	-1.4	2541.2	2539.2	0.1	0.770
19	1	121.8	0.04256	0.000	0.000	-1.9	2593.5	2590.8	0.1	0.770

1

EARTHQUAKE - Acelerograma.acc  
SOIL PROFILE - Dissertação

ITERATION NUMBER 7  
VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE		DEPTH	UNIFRM. <---- DAMPING ---->			<---- SHEAR MODULUS ---->			G/Go	
(FT)	STRAIN	NEW	USED	ERROR	NEW	USED	ERROR	RATIO		
1	2	3.4	0.00222	0.012	0.012	0.2	3394.3	3394.5	-0.0	0.986
2	2	10.3	0.02521	0.047	0.047	0.2	881.6	882.1	-0.1	0.862
3	2	17.2	0.02952	0.051	0.050	0.4	1177.4	1178.5	-0.1	0.849
4	2	24.1	0.03797	0.060	0.060	0.9	1220.7	1223.9	-0.3	0.812
5	2	31.0	0.04380	0.066	0.065	1.0	1274.0	1278.2	-0.3	0.790
6	2	37.9	0.04864	0.070	0.069	1.1	1320.1	1325.6	-0.4	0.774
7	1	42.7	0.12591	0.001	0.001	1.6	548.6	557.8	-1.7	0.399
8	2	45.9	0.10632	0.101	0.100	0.9	672.2	675.9	-0.5	0.647
9	1	52.0	0.12496	0.001	0.001	1.4	596.0	605.1	-1.5	0.400
10	1	60.5	0.03842	0.000	0.000	0.4	2072.3	2074.4	-0.1	0.775
11	2	67.9	0.03320	0.055	0.054	1.8	2509.6	2521.9	-0.5	0.835
12	1	73.6	0.03330	0.000	0.000	-0.1	2558.8	2558.2	0.0	0.779
13	4	80.3	0.03541	0.023	0.023	-0.2	2553.6	2551.7	0.1	0.798
14	4	88.5	0.03663	0.023	0.024	-0.2	2636.3	2634.4	0.1	0.795
15	4	96.8	0.03778	0.024	0.024	-0.4	2697.0	2693.8	0.1	0.793
16	2	102.2	0.04782	0.069	0.070	-1.1	2192.7	2184.3	0.4	0.770
17	1	107.2	0.04313	0.000	0.000	-1.2	2491.2	2489.5	0.1	0.770
18	1	114.5	0.04279	0.000	0.000	-1.2	2543.0	2541.2	0.1	0.770
19	1	121.8	0.04169	0.000	0.000	-1.5	2595.8	2593.5	0.1	0.771

1

EARTHQUAKE - Acelerograma.acc

SOIL PROFILE - Dissertação

ITERATION NUMBER 8

VALUES IN TIME DOMAIN

NO TYPE		DEPTH	UNIFRM. <---- DAMPING ---->			<---- SHEAR MODULUS ---->			G/Go	
(FT)	STRAIN	NEW	USED	ERROR	NEW	USED	ERROR	RATIO		
1	2	3.4	0.00222	0.012	0.012	0.1	3394.2	3394.3	-0.0	0.986
2	2	10.3	0.02525	0.047	0.047	0.1	881.5	881.6	-0.0	0.862
3	2	17.2	0.02969	0.051	0.051	0.2	1176.7	1177.4	-0.1	0.848
4	2	24.1	0.03830	0.061	0.060	0.5	1218.7	1220.7	-0.2	0.810
5	2	31.0	0.04420	0.066	0.066	0.5	1271.6	1274.0	-0.2	0.787
6	2	37.9	0.04917	0.070	0.070	0.6	1317.1	1320.1	-0.2	0.770
7	1	42.7	0.12914	0.001	0.001	0.9	543.3	548.6	-1.0	0.393
8	2	45.9	0.10732	0.102	0.101	0.5	670.3	672.2	-0.3	0.644
9	1	52.0	0.12790	0.001	0.001	0.8	590.7	596.0	-0.9	0.394
10	1	60.5	0.03888	0.000	0.000	0.8	2071.3	2072.3	-0.0	0.774
11	2	67.9	0.03373	0.056	0.055	1.1	2502.0	2509.6	-0.3	0.831
12	1	73.6	0.03318	0.000	0.000	-0.1	2559.2	2558.8	0.0	0.779
13	4	80.3	0.03520	0.023	0.023	-0.2	2555.0	2553.6	0.1	0.798
14	4	88.5	0.03641	0.023	0.023	-0.2	2637.7	2636.3	0.1	0.796
15	4	96.8	0.03746	0.024	0.024	-0.2	2699.1	2697.0	0.1	0.794
16	2	102.2	0.04718	0.069	0.069	-0.8	2198.8	2192.7	0.3	0.773
17	1	107.2	0.04266	0.000	0.000	-0.8	2492.3	2491.2	0.0	0.771
18	1	114.5	0.04232	0.000	0.000	-0.8	2544.1	2543.0	0.0	0.771
19	1	121.8	0.04114	0.000	0.000	-1.0	2597.2	2595.8	0.1	0.772

VALUES IN TIME DOMAIN

LAYER	TYPE	THICKNESS	DEPTH	MAX STRAIN	MAX STRESS	TIME
		FT	FT	PRCNT	PSF	SEC
1	2	6.9	3.4	0.00332	112.59	11.01
2	2	6.9	10.3	0.03768	332.19	11.01

3	2	6.9	17.2	0.04431	521.67	11.02
4	2	6.9	24.1	0.05716	697.72	11.03
5	2	6.9	31.0	0.06597	840.43	11.02
6	2	6.9	37.9	0.07339	968.85	11.01
7	1	2.7	42.7	0.19274	1057.41	11.00
8	2	3.6	45.9	0.16018	1076.72	11.01
9	1	8.6	52.0	0.19090	1137.73	11.01
10	1	8.6	60.5	0.05803	1202.50	11.01
11	2	6.1	67.9	0.05034	1263.41	11.02
12	1	5.3	73.6	0.04952	1267.06	3.99
13	4	8.2	80.3	0.05253	1341.52	3.98
14	4	8.2	88.5	0.05434	1432.55	4.36
15	4	8.2	96.8	0.05592	1508.06	4.36
16	2	2.7	102.2	0.07041	1543.93	4.35
17	1	7.3	107.2	0.06368	1586.34	4.34
18	1	7.3	114.5	0.06317	1606.36	4.34
19	1	7.3	121.8	0.06140	1593.83	4.33

PERIOD = 0.70 FROM AVERAGE SHEAR VELOCITY = 712

FREQUENCY AMPLITUDE  
 MAXIMUM AMPLIFICATION = 29.34  
 FOR FREQUENCY = 1.38 C/SEC.  
 PERIOD = 0.73 SEC.

1\*\*\*\*\* OPTION6 \*\*\* COMPUTE MOTION IN NEW SUBLAYERS

EARTHQUAKE -Acelerograma.acc

SOIL DEPOSIT - Dissertação

LAYER SAVED	DEPTH FT	MAX. ACC. G	TIME SEC	MEAN SQ. FR. CSEC	ACC. RATIO QUIET ZONE	TH ACC. RECORD
WITHIN	0.0	0.24956	11.01	2.36	0.006	512
WITHIN	6.9	0.24632	11.01	2.22	0.006	0
WITHIN	20.7	0.21434	10.27	2.12	0.006	0
WITHIN	27.6	0.18831	10.98	2.05	0.007	0
WITHIN	34.5	0.19272	4.03	2.29	0.007	0
WITHIN	41.3	0.19045	4.02	2.36	0.006	0
WITHIN	44.1	0.20981	4.01	3.38	0.005	0
WITHIN	47.7	0.20785	4.00	3.91	0.005	0
WITHIN	64.8	0.19117	4.36	4.11	0.003	0
WITHIN	70.9	0.19014	4.36	3.87	0.003	0
WITHIN	92.7	0.14678	4.33	5.11	0.002	0
WITHIN	100.9	0.12743	2.36	5.94	0.002	0
WITHIN	103.6	0.13335	2.36	6.84	0.002	0
WITHIN	118.1	0.11044	2.35	9.64	0.001	0
WITHIN	125.4	0.10000	2.34	7.52	0.000	0

1\*\*\*\*\* OPTION 7 \*\*\* COMPUTE STRESS/STRAIN HISTORY

COMPUTE STRESS OR STRAIN HISTORY AT THE TOP OF LAYER 1

SCALE FOR PLOTTING 0.0000

IDENTIFICATION - CAM1

1\*\*\*\*\* OPTION 9 \*\*\* COMPUTE RESPONSE SPECTRUM

RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS FOR LAYER NUMBER 1

CALCULATED FOR DAMPING 0.050

TIMES AT WHICH MAX. SPECTRAL VALUES OCCUR

TD = TIME FOR MAX. RELATIVE DISP.

TV = TIME FOR MAX. RELATIVE VEL.

TA = TIME FOR MAX. ABSOLUTE ACC.

DAMPING RATIO = 0.05

PER = 0.01	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0000	TV = 4.5200	TA = 11.0000
PER = 0.03	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.9900	TV = 8.8900	TA = 10.9900
PER = 0.04	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.9900	TV = 4.5100	TA = 10.9900
PER = 0.05	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.9900	TV = 4.5100	TA = 10.9900
PER = 0.06	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0000	TV = 10.3200	TA = 11.0000
PER = 0.07	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0000	TV = 5.0900	TA = 11.0000
PER = 0.08	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0100	TV = 4.5100	TA = 11.0100
PER = 0.09	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.6400	TV = 4.7600	TA = 10.6400
PER = 0.10	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.6500	TV = 4.8300	TA = 10.6500
PER = 0.11	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.9300	TV = 8.9600	TA = 8.9300
PER = 0.12	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.9500	TV = 8.9800	TA = 8.9500
PER = 0.13	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.9500	TV = 8.9800	TA = 8.9500
PER = 0.14	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.9500	TV = 8.9800	TA = 8.9500
PER = 0.15	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.9600	TV = 8.9200	TA = 8.9600
PER = 0.16	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.9700	TV = 4.9400	TA = 8.9700
PER = 0.17	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 5.0000	TV = 4.9500	TA = 9.4800
PER = 0.18	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0100	TV = 9.0400	TA = 11.0100
PER = 0.19	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0200	TV = 9.0400	TA = 11.0100
PER = 0.20	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0300	TV = 9.0400	TA = 11.0300
PER = 0.21	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.1100	TV = 9.0500	TA = 9.1100
PER = 0.22	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.4900	TV = 4.5500	TA = 9.4900
PER = 0.23	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.5000	TV = 4.5600	TA = 9.5000
PER = 0.24	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.3200	TV = 8.2600	TA = 8.3100
PER = 0.25	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.5200	TV = 4.5700	TA = 9.5100
PER = 0.26	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.1400	TV = 9.0800	TA = 9.1400
PER = 0.27	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.1700	TV = 9.1000	TA = 9.1600
PER = 0.28	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.1900	TV = 9.1200	TA = 9.1800
PER = 0.29	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.2100	TV = 8.8700	TA = 8.3800
PER = 0.30	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.4000	TV = 8.3200	TA = 8.4000
PER = 0.31	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 8.4200	TV = 8.4900	TA = 8.4100
PER = 0.32	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 7.5600	TV = 7.6400	TA = 7.5600
PER = 0.33	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.7200	TV = 4.8000	TA = 4.7100
PER = 0.34	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.7300	TV = 4.8100	TA = 4.7200
PER = 0.35	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.7400	TV = 4.8200	TA = 4.7400
PER = 0.36	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.7500	TV = 4.8300	TA = 4.7500
PER = 0.37	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.3000	TV = 7.0700	TA = 4.3000
PER = 0.38	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.3100	TV = 7.0800	TA = 4.3100
PER = 0.39	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.3200	TV = 7.0900	TA = 4.3200
PER = 0.40	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.3200	TV = 7.1100	TA = 10.3100
PER = 0.41	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.3300	TV = 10.4300	TA = 10.3200
PER = 0.42	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.3400	TV = 10.4400	TA = 10.3300
PER = 0.43	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.3500	TV = 10.4600	TA = 10.3400
PER = 0.44	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 7.5800	TV = 7.6800	TA = 7.5800
PER = 0.45	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 7.6000	TV = 8.3700	TA = 7.5900
PER = 0.46	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 7.6100	TV = 8.3900	TA = 7.6000
PER = 0.47	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.5300	TV = 6.4300	TA = 6.5300
PER = 0.48	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.7400	TV = 6.4400	TA = 4.7300
PER = 0.49	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.9700	TV = 10.8200	TA = 10.9600
PER = 0.50	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.9800	TV = 10.8200	TA = 10.9700
PER = 0.51	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.9900	TV = 10.8300	TA = 10.9800
PER = 0.52	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.0000	TV = 10.8300	TA = 10.9900
PER = 0.53	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3500	TV = 11.2000	TA = 11.3400
PER = 0.54	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3700	TV = 11.2100	TA = 11.3600
PER = 0.55	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3800	TV = 11.2200	TA = 11.3700
PER = 0.56	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3800	TV = 9.7300	TA = 11.3700
PER = 0.57	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9400	TV = 9.7500	TA = 9.9300
PER = 0.58	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9600	TV = 4.2300	TA = 9.9500
PER = 0.60	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3700	TV = 11.2100	TA = 11.3700
PER = 0.62	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.4000	TV = 11.2300	TA = 11.3900

PER = 0.64	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.4200	TV = 11.5900	TA = 11.4100
PER = 0.66	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.8000	TV = 11.9800	TA = 11.7900
PER = 0.68	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.8300	TV = 12.0100	TA = 11.8200
PER = 0.70	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 12.2100	TV = 12.3900	TA = 12.2000
PER = 0.72	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.8800	TV = 12.4200	TA = 12.2300
PER = 0.74	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.9200	TV = 12.1000	TA = 11.9100
PER = 0.76	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.9600	TV = 12.1500	TA = 11.9500
PER = 0.78	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.9900	TV = 12.1800	TA = 11.9800
PER = 0.80	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 12.0100	TV = 12.2000	TA = 12.0000
PER = 0.82	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 12.0300	TV = 11.8400	TA = 12.0100
PER = 0.84	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.6300	TV = 4.8300	TA = 4.6200
PER = 0.86	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.6500	TV = 4.4900	TA = 4.6300
PER = 0.88	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.6600	TV = 4.4900	TA = 4.6500
PER = 0.90	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.6800	TV = 4.5000	TA = 4.6600
PER = 0.92	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.3000	TV = 4.5100	TA = 4.2900
PER = 0.94	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.3200	TV = 4.5100	TA = 4.3000
PER = 0.96	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.3300	TV = 4.1300	TA = 4.3100
PER = 0.98	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.5900	TV = 4.1300	TA = 10.5700
PER = 1.00	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.6000	TV = 10.7700	TA = 10.5800
PER = 1.05	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.6200	TV = 10.4100	TA = 10.6100
PER = 1.10	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.2300	TV = 10.4500	TA = 10.2200
PER = 1.15	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 10.2500	TV = 11.8800	TA = 10.2400
PER = 1.20	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 12.1100	TV = 11.8900	TA = 12.0900
PER = 1.25	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.7000	TV = 11.9000	TA = 11.6800
PER = 1.30	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.7100	TV = 11.9000	TA = 11.6900
PER = 1.35	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.3400	TV = 4.1300	TA = 4.3200
PER = 1.40	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.7200	TV = 4.1300	TA = 11.7000
PER = 1.45	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.7400	TV = 11.5200	TA = 11.7100
PER = 1.50	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3000	TV = 11.5300	TA = 11.2800
PER = 1.55	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3200	TV = 4.1400	TA = 11.3000
PER = 1.60	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3300	TV = 4.1400	TA = 11.3100
PER = 1.65	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 3.9600	TV = 4.1500	TA = 3.9300
PER = 1.70	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 3.9600	TV = 4.1500	TA = 3.9400
PER = 1.75	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3200	TV = 11.5300	TA = 11.2900
PER = 1.80	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3300	TV = 11.5400	TA = 11.3000
PER = 1.85	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3400	TV = 11.1300	TA = 11.3100
PER = 1.90	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3600	TV = 11.1300	TA = 11.3300
PER = 1.95	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3700	TV = 11.1400	TA = 11.3400
PER = 2.00	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 11.3800	TV = 11.1400	TA = 11.3500
PER = 2.05	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.0100	TV = 11.1400	TA = 3.9800
PER = 2.10	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.0100	TV = 11.1500	TA = 3.9900
PER = 2.15	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.0200	TV = 11.1500	TA = 3.9900
PER = 2.20	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.0200	TV = 11.1500	TA = 3.9900
PER = 2.25	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 4.0200	TV = 11.1500	TA = 3.9900
PER = 2.30	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9000	TV = 11.1500	TA = 9.8600
PER = 2.35	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9000	TV = 11.1500	TA = 9.8600
PER = 2.40	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9000	TV = 11.1500	TA = 9.8600
PER = 2.50	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9100	TV = 3.7900	TA = 9.8800
PER = 2.60	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9300	TV = 3.7900	TA = 9.8900
PER = 2.70	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9500	TV = 3.8000	TA = 9.9000
PER = 2.80	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 9.9700	TV = 9.7500	TA = 9.9100
PER = 2.90	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.4400	TV = 9.7600	TA = 6.4000
PER = 3.00	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.4600	TV = 7.3900	TA = 6.4100
PER = 3.10	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.4700	TV = 7.4000	TA = 6.4200
PER = 3.20	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.4800	TV = 7.4000	TA = 6.4300
PER = 3.30	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.5000	TV = 7.4000	TA = 11.3100
PER = 3.40	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.5500	TV = 11.1400	TA = 6.4500
PER = 3.50	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 6.5600	TV = 11.1400	TA = 6.4500
PER = 3.60	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 12.1000	TV = 11.1500	TA = 12.0600
PER = 3.70	TIMES FOR MAXIMA --	TD = 12.1200	TV = 11.1500	TA = 12.0600

PER = 3.80 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.1900 TV = 11.1500 TA = 7.1200  
 PER = 3.90 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.1900 TV = 11.1500 TA = 7.1200  
 PER = 4.00 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2000 TV = 11.1500 TA = 7.1200  
 PER = 4.10 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 11.1500 TA = 7.1300  
 PER = 4.20 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 11.1500 TA = 7.1300  
 PER = 4.30 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 11.1500 TA = 7.1300  
 PER = 4.40 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 11.9000 TA = 7.1200  
 PER = 4.50 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 10.1200 TA = 7.1200  
 PER = 4.60 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 10.1200 TA = 7.1200  
 PER = 4.70 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 10.1200 TA = 7.1200  
 PER = 4.80 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 10.1200 TA = 7.1200  
 PER = 4.90 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 10.1200 TA = 7.1200  
 PER = 5.00 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 10.1200 TA = 7.1200  
 PER = 5.10 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2100 TV = 7.4100 TA = 7.1200  
 PER = 5.20 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2200 TV = 10.7600 TA = 7.1200  
 PER = 5.40 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2200 TV = 11.5300 TA = 7.1200  
 PER = 5.60 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2300 TV = 11.5300 TA = 7.1500  
 PER = 5.80 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2300 TV = 11.5300 TA = 7.1500  
 PER = 6.00 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2400 TV = 11.5300 TA = 7.1600  
 PER = 6.20 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2500 TV = 9.7600 TA = 7.1700  
 PER = 6.40 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2500 TV = 9.7600 TA = 7.2000  
 PER = 6.60 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2600 TV = 9.7600 TA = 7.2100  
 PER = 6.80 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 7.2600 TV = 9.7600 TA = 7.2100  
 PER = 7.00 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 11.3700 TV = 9.7600 TA = 11.2800  
 PER = 7.20 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 12.0900 TV = 9.7600 TA = 11.2900  
 PER = 7.40 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 12.1000 TV = 9.7600 TA = 12.0000  
 PER = 7.60 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 12.1200 TV = 11.1400 TA = 12.0100  
 PER = 7.80 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 12.1400 TV = 11.1400 TA = 12.0300  
 PER = 8.00 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 12.1600 TV = 11.1400 TA = 12.0500  
 PER = 8.50 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 12.7700 TV = 11.1500 TA = 12.6900  
 PER = 9.00 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 12.8200 TV = 11.1500 TA = 12.7000  
 PER = 9.50 TIMES FOR MAXIMA -- TD = 13.4900 TV = 11.1500 TA = 13.4300

SPECTRAL VALUES --

[Acceleration of gravity used = 981.00]

Dissertação

DAMPING RATIO = 0.05

NO.	PERIOD	REL. DISP.	REL. VEL.	PSU.REL.VEL.	ABS. ACC.	PSU.ABS.ACC.
FREQ.						
1	0.01	0.00062	0.01082	0.38926	0.24931	100.00
2	0.03	0.00579	0.24500	1.21308	0.25899	33.33
3	0.04	0.01119	0.47306	1.75735	0.28139	25.00
4	0.05	0.01838	0.73894	2.30950	0.29584	20.00
5	0.06	0.02908	1.30097	3.04549	0.32510	16.67
6	0.07	0.04399	1.63310	3.94869	0.36130	14.29
7	0.08	0.06042	2.29017	4.74506	0.37989	12.50
8	0.09	0.09021	3.81404	6.29810	0.44821	11.11
9	0.10	0.09692	3.85182	6.08960	0.39003	10.00
10	0.11	0.13153	5.29560	7.51325	0.43747	9.09
11	0.12	0.15422	5.71921	8.07495	0.43099	8.33
12	0.13	0.15823	5.22180	7.64745	0.37598	7.69
13	0.14	0.21176	6.69772	9.50365	0.43478	7.14
14	0.15	0.32433	10.64924	13.58542	0.57882	6.67
15	0.16	0.31175	10.87698	12.24224	0.49775	6.25
16	0.17	0.27955	8.87167	10.33222	0.38948	5.88
17	0.18	0.27280	7.25103	9.52240	0.34043	5.56
18	0.19	0.31847	7.27436	10.53161	0.35417	5.26
19	0.20	0.36851	7.99348	11.57701	0.37053	5.00
20	0.21	0.40574	9.55350	12.13976	0.37092	4.76
21	0.22	0.51300	12.01879	14.65125	0.42972	4.55
22	0.23	0.61059	14.16341	16.68030	0.46635	4.35
23	0.24	0.77535	17.86872	20.29872	0.54171	4.17



24	0.25	1.03724	22.71699	26.06866	0.67035	0.66787	4.00
25	0.26	1.35361	29.67719	32.71154	0.81296	0.80582	3.85
26	0.27	1.61263	34.85344	37.52755	0.89502	0.89022	3.70
27	0.28	1.64593	34.51689	36.93461	0.84464	0.84486	3.57
28	0.29	1.42066	30.58220	30.78032	0.68315	0.67981	3.45
29	0.30	1.32364	27.11230	27.72220	0.59272	0.59186	3.33
30	0.31	1.13646	23.06594	23.03424	0.47924	0.47591	3.23
31	0.32	1.14514	20.60463	22.48468	0.45415	0.45004	3.13
32	0.33	1.18737	20.16674	22.60755	0.44004	0.43878	3.03
33	0.34	1.27950	21.22438	23.64508	0.44629	0.44542	2.94
34	0.35	1.31780	20.85453	23.65702	0.43381	0.43292	2.86
35	0.36	1.26152	18.62643	22.01762	0.39331	0.39172	2.78
36	0.37	1.21925	19.34271	20.70485	0.35970	0.35841	2.70
37	0.38	1.30647	19.41774	21.60215	0.36598	0.36410	2.63
38	0.39	1.37960	19.19672	22.22632	0.36686	0.36502	2.56
39	0.40	1.43704	19.14505	22.57299	0.36200	0.36144	2.50
40	0.41	1.59168	20.33107	24.39223	0.38281	0.38105	2.44
41	0.42	1.79120	22.69270	26.79623	0.41076	0.40863	2.38
42	0.43	1.87426	23.31731	27.38683	0.40921	0.40793	2.33
43	0.44	1.76678	22.08198	25.22958	0.36919	0.36726	2.27
44	0.45	1.79658	21.86520	25.08498	0.35910	0.35704	2.22
45	0.46	1.75577	20.25402	23.98217	0.33597	0.33392	2.17
46	0.47	1.75660	20.21146	23.48305	0.32208	0.32001	2.13
47	0.48	1.83576	21.01974	24.03005	0.32198	0.32064	2.08
48	0.49	2.01949	22.69619	25.89561	0.33939	0.33849	2.04
49	0.50	2.24457	24.61905	28.20615	0.36215	0.36131	2.00
50	0.51	2.49065	26.58926	30.68473	0.38614	0.38536	1.96
51	0.52	2.77780	28.68068	33.56428	0.41415	0.41341	1.92
52	0.53	3.07926	29.98065	36.50481	0.44227	0.44115	1.89
53	0.54	3.41751	32.75364	39.76455	0.47338	0.47164	1.85
54	0.55	3.59701	33.29735	41.09212	0.48019	0.47853	1.82
55	0.56	3.61834	35.91501	40.59768	0.46563	0.46433	1.79
56	0.57	3.87143	37.70669	42.67524	0.48124	0.47953	1.75
57	0.58	4.24861	40.12977	46.02549	0.51010	0.50825	1.72
58	0.60	5.78021	53.82698	60.53017	0.64860	0.64615	1.67
59	0.62	7.30894	66.51597	74.07000	0.76823	0.76518	1.61
60	0.64	8.82323	79.96512	86.62185	0.87061	0.86688	1.56
61	0.66	10.69909	95.71940	101.85512	0.99268	0.98844	1.52
62	0.68	11.64143	104.23460	107.56658	1.01777	1.01316	1.47
63	0.70	13.02868	114.61531	116.94518	1.07492	1.07003	1.43
64	0.72	15.68493	135.64552	136.87683	1.22320	1.21761	1.39
65	0.74	17.40434	147.61845	147.77658	1.28544	1.27904	1.35
66	0.76	16.43779	137.63252	135.89691	1.15144	1.14527	1.32
67	0.78	13.99045	116.54053	112.69820	0.93058	0.92541	1.28
68	0.80	12.09248	100.44016	94.97415	0.76448	0.76037	1.25
69	0.82	10.96078	90.51788	83.98615	0.65976	0.65600	1.22
70	0.84	10.38812	80.25603	77.70299	0.59600	0.59247	1.19
71	0.86	10.06049	78.83095	73.50226	0.55144	0.54741	1.16
72	0.88	9.56734	77.87125	68.31065	0.50036	0.49718	1.14
73	0.90	8.90324	75.33767	62.15634	0.44528	0.44234	1.11
74	0.92	8.39536	71.17580	57.33656	0.40178	0.39917	1.09
75	0.94	7.88644	65.98032	52.71486	0.36184	0.35918	1.06
76	0.96	7.29657	61.13595	47.75596	0.32077	0.31862	1.04
77	0.98	6.96860	56.99009	44.67856	0.29377	0.29200	1.02
78	1.00	7.13767	52.74915	44.84728	0.28912	0.28724	1.00
79	1.05	7.35926	51.32077	44.03771	0.27099	0.26862	0.95
80	1.10	7.22915	49.54518	41.29280	0.24274	0.24043	0.91
81	1.15	6.71916	44.42728	36.71109	0.20647	0.20446	0.87
82	1.20	6.45753	46.29345	33.81154	0.18204	0.18047	0.83
83	1.25	6.17231	43.76634	31.02542	0.16053	0.15897	0.80

84	1.30	5.60141	37.85419	27.07285	0.13489	0.13338	0.77
85	1.35	5.26287	36.99525	24.49450	0.11734	0.11621	0.74
86	1.40	5.77954	38.27480	25.93850	0.12007	0.11867	0.71
87	1.45	6.18831	40.75919	26.81540	0.11997	0.11845	0.69
88	1.50	6.24988	41.41666	26.17945	0.11303	0.11178	0.67
89	1.55	6.27391	38.27173	25.43236	0.10647	0.10509	0.65
90	1.60	5.59568	37.38237	21.97418	0.08929	0.08796	0.63
91	1.65	5.57928	36.28566	21.24586	0.08353	0.08247	0.61
92	1.70	5.73165	35.07699	21.18412	0.08082	0.07981	0.59
93	1.75	6.20053	35.49128	22.26235	0.08268	0.08148	0.57
94	1.80	7.17181	35.69090	25.03435	0.09042	0.08908	0.56
95	1.85	7.74343	34.69179	26.29914	0.09242	0.09105	0.54
96	1.90	7.72542	37.44745	25.54750	0.08743	0.08612	0.53
97	1.95	7.19603	38.48100	23.18666	0.07743	0.07616	0.51
98	2.00	6.39270	37.91666	20.08327	0.06552	0.06432	0.50
99	2.05	5.93420	36.38955	18.18814	0.05770	0.05683	0.49
100	2.10	5.85547	34.71584	17.51951	0.05433	0.05343	0.48
101	2.15	5.75504	33.40850	16.81860	0.05103	0.05010	0.47
102	2.20	5.63076	32.65813	16.08141	0.04775	0.04682	0.45
103	2.25	5.48287	32.34721	15.31106	0.04453	0.04358	0.44
104	2.30	5.52180	32.16898	15.08456	0.04287	0.04201	0.43
105	2.35	5.90014	31.78404	15.77519	0.04386	0.04299	0.43
106	2.40	6.37184	30.93813	16.68143	0.04539	0.04452	0.42
107	2.50	7.25387	29.86416	18.23096	0.04765	0.04671	0.40
108	2.60	7.60037	29.23828	18.36712	0.04633	0.04525	0.38
109	2.70	7.16283	28.51868	16.66867	0.04064	0.03954	0.37
110	2.80	6.00943	29.09255	13.48514	0.03183	0.03085	0.36
111	2.90	6.62756	28.69762	14.35937	0.03224	0.03171	0.34
112	3.00	7.05032	27.45428	14.76615	0.03211	0.03153	0.33
113	3.10	7.28655	28.24580	14.76863	0.03109	0.03051	0.32
114	3.20	7.36246	28.47630	14.45616	0.02951	0.02893	0.31
115	3.30	7.31777	28.25170	13.93301	0.02776	0.02704	0.30
116	3.40	7.21357	28.74515	13.33064	0.02558	0.02511	0.29
117	3.50	7.07903	29.36576	12.70825	0.02360	0.02326	0.29
118	3.60	7.16827	29.31628	12.51099	0.02295	0.02226	0.28
119	3.70	7.11334	28.80182	12.07957	0.02164	0.02091	0.27
120	3.80	7.14808	28.03093	11.81914	0.02032	0.01992	0.26
121	3.90	7.28060	27.17210	11.72957	0.01965	0.01926	0.26
122	4.00	7.39406	26.32547	11.61456	0.01897	0.01860	0.25
123	4.10	7.51006	25.54140	11.50905	0.01834	0.01798	0.24
124	4.20	7.64782	24.82644	11.44111	0.01781	0.01745	0.24
125	4.30	7.81984	24.16574	11.42639	0.01738	0.01702	0.23
126	4.40	8.03660	23.60068	11.47624	0.01706	0.01671	0.23
127	4.50	8.30369	23.41215	11.59414	0.01686	0.01650	0.22
128	4.60	8.62343	23.41364	11.77883	0.01676	0.01640	0.22
129	4.70	8.99665	23.38950	12.02715	0.01676	0.01639	0.21
130	4.80	9.41839	23.31914	12.32864	0.01682	0.01645	0.21
131	4.90	9.88572	23.18573	12.67628	0.01694	0.01657	0.20
132	5.00	10.39239	22.97469	13.05947	0.01710	0.01673	0.20
133	5.10	10.93267	22.77201	13.46902	0.01729	0.01692	0.20
134	5.20	11.50060	22.94616	13.89623	0.01749	0.01712	0.19
135	5.40	12.69113	23.66839	14.76680	0.01788	0.01751	0.19
136	5.60	13.91386	24.79725	15.61131	0.01822	0.01786	0.18
137	5.80	15.12387	25.46633	16.38380	0.01847	0.01809	0.17
138	6.00	16.28821	25.59200	17.05697	0.01860	0.01821	0.17
139	6.20	17.37408	25.76211	17.60719	0.01860	0.01819	0.16
140	6.40	18.36753	27.52283	18.03228	0.01848	0.01805	0.16
141	6.60	19.24966	29.10375	18.32564	0.01826	0.01778	0.15
142	6.80	20.01309	30.46545	18.49205	0.01795	0.01742	0.15
143	7.00	20.66598	31.57823	18.54974	0.01784	0.01697	0.14

144	7.20	22.14204	32.43526	19.32258	0.01775	0.01719	0.14
145	7.40	24.36096	33.03349	20.68438	0.01848	0.01790	0.14
146	7.60	26.23309	33.56339	21.68781	0.01888	0.01828	0.13
147	7.80	27.71891	35.53086	22.32860	0.01896	0.01833	0.13
148	8.00	28.81528	37.31435	22.63147	0.01877	0.01812	0.13
149	8.50	32.63272	40.82453	24.12205	0.01868	0.01818	0.12
150	9.00	34.58363	42.98183	24.14393	0.01778	0.01718	0.11
151	9.50	36.12796	43.89727	23.89460	0.01629	0.01611	0.11
152	10.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.10

VALUES IN PERIOD RANGE .1 TO 2.5 SEC.

AREA OF ACC. RESPONSE SPECTRUM = 0.680

AREA OF VEL. RESPONSE SPECTRUM = 103.587

MAX. ACCELERATION RESPONSE VALUE = 1.285

MAX. VELOCITY RESPONSE VALUE = 147.618

1\*\*\*\*\* OPTION 10 \*\*\* COMPUTE AMPLIFICATION FUNCTION

AMPLIFICATION SPECTRUM BETWEEN LAYER 20 AND 1

FREQUENCY AMPLITUDE

0.0000	1.0000
0.1000	1.0068
0.2000	1.0276
0.3000	1.0638
0.4000	1.1182
0.5000	1.1951
0.6000	1.3017
0.7000	1.4498
0.8000	1.6596
0.9000	1.9685
1.0000	2.4537
1.1000	3.3020
1.2000	5.1056
1.3000	11.0751
1.4000	23.5979
1.5000	7.3423
1.6000	4.2150
1.7000	2.9930
1.8000	2.3558
1.9000	1.9733
2.0000	1.7253
2.1000	1.5580
2.2000	1.4440
2.3000	1.3685
2.4000	1.3228
2.5000	1.3025
2.6000	1.3057
2.7000	1.3328
2.8000	1.3863
2.9000	1.4719
3.0000	1.5996
3.1000	1.7872
3.2000	2.0673
3.3000	2.5039
3.4000	3.2363
3.5000	4.5996
3.6000	7.1696
3.7000	8.0309
3.8000	5.1608
3.9000	3.4059
4.0000	2.4959
4.1000	1.9686
4.2000	1.6335

4.3000	1.4064
4.4000	1.2458
4.5000	1.1292
4.6000	1.0434
4.7000	0.9806
4.8000	0.9355
4.9000	0.9050
5.0000	0.8870
5.1000	0.8805
5.2000	0.8850
5.3000	0.9009
5.4000	0.9291
5.5000	0.9713
5.6000	1.0305
5.7000	1.1111
5.8000	1.2197
5.9000	1.3664
6.0000	1.5666
6.1000	1.8426
6.2000	2.2210
6.3000	2.7058
6.4000	3.1736
6.5000	3.2926
6.6000	2.9471
6.7000	2.4550
6.8000	2.0372
6.9000	1.7273
7.0000	1.5033
7.1000	1.3411
7.2000	1.2230
7.3000	1.1373
7.4000	1.0764
7.5000	1.0353
7.6000	1.0110
7.7000	1.0018
7.8000	1.0071
7.9000	1.0272
8.0000	1.0636
8.1000	1.1189
8.2000	1.1975
8.3000	1.3064
8.4000	1.4558
8.5000	1.6617
8.6000	1.9459
8.7000	2.3307
8.8000	2.7991
8.9000	3.1807
9.0000	3.1584
9.1000	2.7466
9.2000	2.2663
9.3000	1.8773
9.4000	1.5907
9.5000	1.3826
9.6000	1.2303
9.7000	1.1180
9.8000	1.0349
9.9000	0.9741
10.0000	0.9308
10.1000	0.9022
10.2000	0.8864

10.3000	0.8822
10.4000	0.8895
10.5000	0.9086
10.6000	0.9404
10.7000	0.9868
10.8000	1.0502
10.9000	1.1341
11.0000	1.2426
11.1000	1.3793
11.2000	1.5440
11.3000	1.7237
11.4000	1.8797
11.5000	1.9486
11.6000	1.8892
11.7000	1.7302
11.8000	1.5367
11.9000	1.3549
12.0000	1.2016
12.1000	1.0784
12.2000	0.9813
12.3000	0.9056
12.4000	0.8471
12.5000	0.8027
12.6000	0.7699
12.7000	0.7471
12.8000	0.7330
12.9000	0.7271
13.0000	0.7288
13.1000	0.7382
13.2000	0.7554
13.3000	0.7809
13.4000	0.8154
13.5000	0.8596
13.6000	0.9144
13.7000	0.9799
13.8000	1.0552
13.9000	1.1367
14.0000	1.2171
14.1000	1.2841
14.2000	1.3236
14.3000	1.3260
14.4000	1.2925
14.5000	1.2340
14.6000	1.1644
14.7000	1.0949
14.8000	1.0323
14.9000	0.9797
15.0000	0.9383
15.1000	0.9080
15.2000	0.8887
15.3000	0.8800
15.4000	0.8821
15.5000	0.8952
15.6000	0.9200
15.7000	0.9572
15.8000	1.0076
15.9000	1.0712
16.0000	1.1455
16.1000	1.2224
16.2000	1.2853

16.3000	1.3097
16.4000	1.2769
16.5000	1.1901
16.6000	1.0732
16.7000	0.9515
16.8000	0.8404
16.9000	0.7455
17.0000	0.6667
17.1000	0.6023
17.2000	0.5498
17.3000	0.5072
17.4000	0.4725
17.5000	0.4444
17.6000	0.4218
17.7000	0.4038
17.8000	0.3897
17.9000	0.3792
18.0000	0.3717
18.1000	0.3671
18.2000	0.3652
18.3000	0.3660
18.4000	0.3692
18.5000	0.3751
18.6000	0.3837
18.7000	0.3951
18.8000	0.4095
18.9000	0.4271
19.0000	0.4481
19.1000	0.4726
19.2000	0.5006
19.3000	0.5320
19.4000	0.5661
19.5000	0.6018
19.6000	0.6373
19.7000	0.6701
19.8000	0.6977
19.9000	0.7177

MAXIMUM AMPLIFICATION = 23.60

FOR FREQUENCY = 1.40 C/SEC.

PERIOD = 0.71 SEC.

1 PLOT OF AMPLIFICATION SPECTRA

1\*\*\*\*\* OPTION 11 \*\*\* FOURIER SPECTRUM OF COMPUTED MOTION

LAYER NUMBER 1 OUTCROPPING

LAYER NUMBER 20 OUTCROPPING

### 11.3. Dados de Saída do PILAY

Aqui neste anexo, mostraremos os coeficientes de impedância fornecidos pelo PILAY, cujos símbolos principais e pertinentes são como se segue:

- KWW – Rigidez axial;
- CWW – Amortecedor axial;
- KZT – Rigidez à torção;
- CZT – Amortecedor da torção;
- KUU – Rigidez ao deslocamento lateral;
- CUU – Amortecedor do deslocamento lateral;
- KPP – Rigidez à rotação;
- CPP – Amortecedor da rotação
- KPU – Rigidez cruzada (esforço na direção U quando se impõe um deslocamento unitário em P);
- CPU – Amortecedor cruzado.

– Perfil W 610 × 174 – Maior Inércia:

OUTPUT DATA		PROBLEM NO.	1	FREQUENCY NO.	2	OMG=	18.850	AOT=	0.0127
STIFFNESS AND DAMPING PARAMETERS									
FW1	FT1	FU1	FP1	FC1	PINNED	FN1			
0.50418E-01	0.48731E+01	0.15133E-01	0.24752E+00	-0.37116E-01		0.95679E-02			
FW2	FT2	FU2	FP2	FC2	PINNED	FN2			
0.15309E+00	0.14971E+01	0.40502E-01	0.15545E+00	-0.51509E-01		0.28549E-01			
STIFFNESS AND DAMPING CONSTANTS K1 C1									
KWW	KZT	KUU	KPP	KPU	PINNED	KUN			
0.10801E+07	0.36044E+04	0.49709E+06	0.35176E+06	-0.25359E+06		0.31429E+06			
CWW	CZT	CUU	CPP	CPU	PINNED	CUN			
0.22165E+04	0.74835E+00	0.89911E+03	0.14930E+03	-0.23784E+03		0.63377E+03			

– Perfil W 610 × 174 – Menor Inércia:

```

OUTPUT DATA PROBLEM NO.    1    FREQUENCY NO.    2    OMG=    18.850    AOT= 0.0069

STIFFNESS AND DAMPING PARAMETERS
FW1      FT1      FU1      FP1      FC1      PINNED
0.27134E-01    0.14129E+01    0.20009E-01    0.32753E+00    -0.54949E-01    FN1
0.10791E-01

FW2      FT2      FU2      FP2      FC2      PINNED
0.82477E-01    0.43408E+00    0.61695E-01    0.29820E+00    -0.10712E+00    FN2
0.34144E-01

STIFFNESS AND DAMPING CONSTANTS K1 C1
KWW      KZT      KUU      KPP      KPU      PINNED
0.10796E+07    0.19408E+04    0.35320E+06    0.72525E+05    -0.10864E+06    KUN
0.19048E+06

CWW      CZT      CUU      CPP      CPU      PINNED
0.11941E+04    0.21698E+00    0.39630E+03    0.24028E+02    -0.77070E+02    CUN
0.21933E+03

```

– Perfil HZ 1180 MD sol. 12 – Maior Inércia:

```

OUTPUT DATA PROBLEM NO.    1    FREQUENCY NO.    2    OMG=    18.850    AOT= 0.0213

STIFFNESS AND DAMPING PARAMETERS
FW1      FT1      FU1      FP1      FC1      PINNED
0.52635E-01    0.13707E+00    0.10045E-01    0.24185E+00    -0.32478E-01    FN1
0.56853E-02

FW2      FT2      FU2      FP2      FC2      PINNED
0.12650E+00    0.45667E-01    0.32365E-01    0.11872E+00    -0.44567E-01    FN2
0.22536E-01

STIFFNESS AND DAMPING CONSTANTS K1 C1
KWW      KZT      KUU      KPP      KPU      PINNED
0.17307E+07    0.35946E+06    0.55028E+06    0.15953E+07    -0.61737E+06    KUN
0.31144E+06

CWW      CZT      CUU      CPP      CPU      PINNED
0.46894E+04    0.13502E+03    0.19989E+04    0.88285E+03    -0.95510E+03    CUN
0.13918E+04

```

– Perfil HZ 1180 MD sol. 12 – Menor Inércia:

```

OUTPUT DATA PROBLEM NO.    1    FREQUENCY NO.    2    OMG=    18.850    AOT= 0.0100

STIFFNESS AND DAMPING PARAMETERS
FW1      FT1      FU1      FP1      FC1      PINNED
0.19593E-01    0.25726E-01    0.11324E-01    0.27429E+00    -0.38479E-01    FN1
0.59270E-02

FW2      FT2      FU2      FP2      FC2      PINNED
0.57506E-01    0.11046E-01    0.51475E-01    0.40513E+00    -0.11463E+00    FN2
0.27285E-01

STIFFNESS AND DAMPING CONSTANTS K1 C1
KWW      KZT      KUU      KPP      KPU      PINNED
0.13715E+07    0.14362E+06    0.28919E+06    0.18611E+06    -0.16018E+06    KUN
0.15137E+06

CWW      CZT      CUU      CPP      CPU      PINNED
0.21319E+04    0.32659E+02    0.69620E+03    0.14558E+03    -0.25270E+03    CUN
0.36904E+03

```