



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Tatiana Galvão Kurz

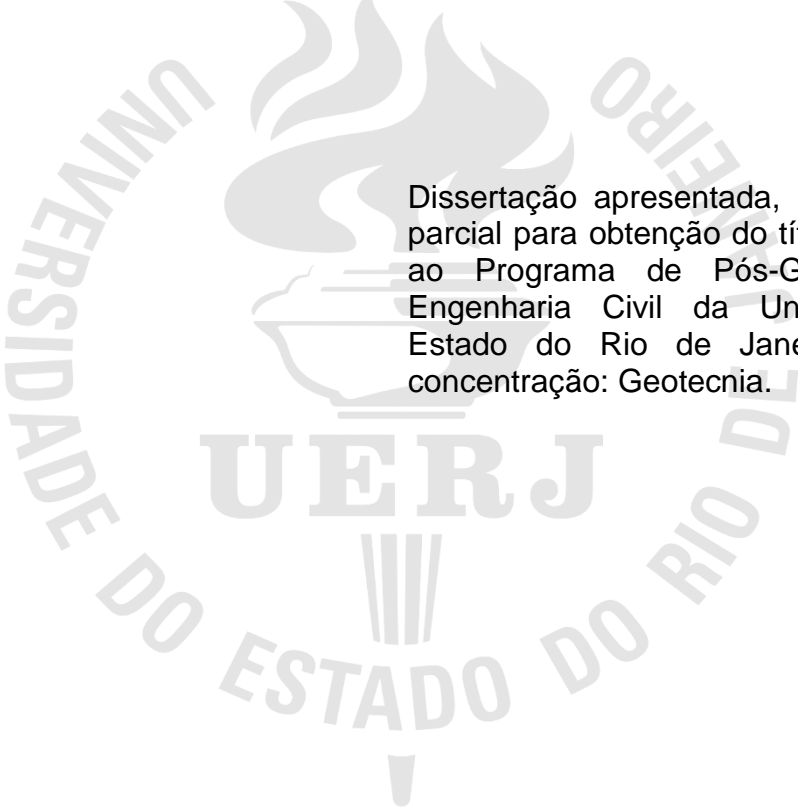
**Estudo Paramétrico para um Muro de Gravidade Submetido a
Carregamentos Sísmicos**

Rio de Janeiro

2014

Tatiana Galvão Kurz

**Estudo paramétrico para um muro de gravidade submetido a carregamentos
sísmicos**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Prof^a Dr^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Coorientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2014

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

K95 Kurz, Tatiana Galvão..
Estudo paramétrico para um grupo de gravidade submetido a carregamentos sísmicos / Tatiana Galvão Kurz. - 2014.
169 f.

Orientador: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.
Coorientador: José Guilherme Santos Silva.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil. 2. Ondas sísmicas – Dissertações. 3. Método dos elementos finitos - Dissertações. 4. Modelagem computacional - Dissertações.. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Silva, José Guilherme Santos. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624:519.62

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

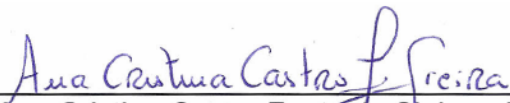
Tatiana Galvão Kurz

**Estudo paramétrico para um muro de gravidade submetido a carregamentos
sísmicos**


Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 18 de Novembro de 2014.


Banca Examinadora:



Prof.^a Ana Cristina Castro Fontenla Seira – Presidente / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. José Guilherme Santos da Silva – Co-orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof.^a Anna Laura Lopes da Silva Nunes
Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ



Prof. Rogério Luiz Feijó
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2014

DEDICATÓRIA

Dedico essa dissertação a meu pai Paulo, que de algum lugar nesse universo se orgulhará de minha conquista.

AGRADECIMENTOS

Ao meu marido Rudolf o meu principal e maior agradecimento, pois sem o seu apoio eu não teria conseguido chegar ao fim desse trabalho. Obrigada pela companhia em minhas madrugadas de estudo. Eu te amo incondicionalmente!

À minha mãe Solange, por compreender minha ausência como filha durante os últimos dois anos e, principalmente, nos últimos seis meses, e por sempre acreditar em meu potencial.

À orientadora Prof^a. Dr^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, por todo o conhecimento compartilhado desde os tempos da iniciação científica, da graduação e da orientação dessa dissertação. Agradeço sinceramente por sua amizade, compreensão e sua confiança em meu potencial.

Ao coorientador Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, pelos conhecimentos que consolidaram minha especialização interdisciplinar junto às áreas de estruturas e geotecnia.

Ao Prof. Dr. Marcus Pacheco, pelos conhecimentos obtidos nas disciplinas Tensões e Resistência ao Cisalhamento e Método dos Elementos Finitos aplicado à Geotecnia, pelos conhecimentos na área de dinâmica dos solos e auxílio na utilização do pacote dinâmico do Plaxis.

Aos amigos do mestrado Cynthia, Daniele, Edwiges e Márcio, pelo incentivo e pelo apoio nas diferentes etapas dessa jornada.

Aos amigos e amigas Bruno Cavaliere, Bruno Delvivo, Gisele Góes, Hudson Pontes, Larissa Mello, Monica Ramos, Patrícia Barreto, Patrícia Cunha, Sabrina Perestrello, Shayla Pacheco, Sunamita Vidal e Suzana Viso, que compartilharam comigo o dia-a-dia desses anos de estudo.

À Dra. Luciana Zimmerer, por fazer-me entender que trilhar um caminho sem errar nenhuma vez é impossível, e que o importante é seguir em frente.

Para a secretária do PGECIV Helena Moreira, por seu sorriso e por sua simpatia sempre presentes.

À Capes pelo apoio financeiro representado pela bolsa de estudos.

Finalmente agradeço a Deus por cada dia de minha vida, pois mesmo com todas as dificuldades, consegui manter minha mente com o foco necessário para terminar essa dissertação.

Os que se encantam com a prática sem a ciência são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola, nunca tendo certeza do seu destino.

Leonardo da Vinci

RESUMO

KURZ, Tatiana Galvão. **Estudo paramétrico para um muro de gravidade submetido a carregamentos sísmicos**. 2014. 169f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

A presente dissertação apresenta um estudo do comportamento de um muro de gravidade flexível submetido a carregamentos sísmicos. A influência do carregamento sísmico, e mais precisamente da variação da aceleração horizontal de pico é avaliada num estudo paramétrico, através da análise dos resultados obtidos para os deslocamentos e acelerações horizontais que ocorreram no paramento do muro de gravidade. Optou-se pela análise ao longo do tempo, introduzindo o carregamento sísmico ao modelo numérico do qual fazia parte o muro de gravidade através de 5 históricos temporais de acelerogramas horizontais normalizados em 0,05g, 0,10g, 0,15g, 0,20g e 0,25g. O evento sísmico de origem dos acelerogramas normalizados foi o terremoto ocorrido no Chile em 27 de fevereiro de 2010 e medido na estação em San Jose de Maipo, a 332,7km do epicentro do terremoto. Utiliza-se um software computacional aplicado à Geotecnia, o *Plaxis*, para a calibração de um modelo numérico em situação estática e posterior desenvolvimento das análises paramétricas em condições sísmicas. As análises realizadas para avaliação do comportamento do muro de gravidade em condição sísmica foram a verificação da influência da variação do acelerograma horizontal normalizada introduzido na base do modelo nos valores das acelerações e deslocamentos horizontais atuantes no muro e a verificação da influência do carregamento sísmico em comparação com a situação estática, comparando-se os valores dos deslocamentos horizontais obtidos na análise estática e nas análises dinâmicas. Os fatores que influenciam potencialmente nos resultados numéricos em condições sísmicas foram apresentados, destacando-se os aspectos relacionados à modelagem numérica em condição de sismo. Os modelos constitutivos oferecidos, a possibilidade de incorporação do carregamento sísmico na base do modelo e a possibilidade de consideração do amortecimento visco-elástico de Rayleigh nos materiais são as principais qualidades do *Plaxis*, utilizado na modelagem numérica. Avaliou-se positivamente a potencialidade do *Plaxis*, visto que o programa mostrou-se uma ferramenta capaz de simular o comportamento de muros de gravidade sujeitos a carregamentos sísmicos.

Palavras-chave: Engenharia civil; Muro de gravidade; Modelagem computacional; Método dos elementos finitos; Terremotos; Carregamento dinâmico.

ABSTRACT

KURZ, Tatiana Galvão. **Parametric Study for a gravity wall subjected to seismic loads**. 2014. 169f. M.Sc. Thesis – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

This dissertation presents a study of the behavior of a flexible gravity wall subjected to seismic loadings. The influence of seismic loading, and more precisely the variation of the peak horizontal acceleration is evaluated in a parametric study, by analyzing the results obtained for the horizontal displacements and accelerations that occurred in the back face of the gravity wall. We opted for the analysis over time, introducing the seismic loading to the numerical model which was part of the wall of gravity through five historical time of horizontal accelerograms normalized 0,05g, 0,10g, 0,15g, 0,20g and 0,25g. The seismic event source of standardized accelerograms was the earthquake in Chile on February 27, 2010 and measured at the station in San Jose de Maipo, the 332,7km the quake's epicenter. It uses a computer software applied to Geotechnics, the Plaxis, the calibration of a numerical model for static and further development of parametric analysis in seismic conditions situation. The analyzes carried out to assess the behavior of the gravity wall in seismic condition were checking the influence of the variation of the normalized horizontal acceleration at the base of the model introduced in the values of accelerations and active horizontal displacements in the wall and checking the influence of seismic loading compared with the static situation, comparing the values of horizontal displacements obtained in the static analysis and dynamic analysis. The factors that potentially influence the numerical results in seismic conditions were presented, highlighting the aspects related to the numerical modeling of earthquake condition. The constitutive models offered, the possibility of incorporating seismic loading at the base of the model and the possibility of consideration of viscoelastic damping materials in Rayleigh are the main qualities of Plaxis, used in numerical modeling. We evaluated positively the potential of Plaxis, since the program proved to be a tool to simulate the behavior of gravity walls subjected to seismic loads.

Keywords: Civil engineering; Gravity walls; Computational modeling; Finite element method; Earthquakes; Dynamic loading.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mecanismos de estabilidade externa de um muro de gravidade	24
Figura 2 - Reprodução do primeiro sismógrafo da humanidade.....	30
Figura 3 - Modelo ilustrado das ondas P (primárias).....	31
Figura 4 - Modelo ilustrado das ondas S (secundárias) com sentido de vibração horizontal.....	32
Figura 5 - Esquema ilustrado das ondas S (secundárias) com sentido de vibração vertical.....	32
Figura 6 - Modelo ilustrado das ondas R (ondas de Rayleigh).....	33
Figura 7 - Modelo ilustrado das ondas L (ondas Love)	33
Figura 8 – Estrutura Interna da Terra	34
Figura 9 - Placas Tectônicas.....	35
Figura 10 – Terremotos no Brasil, de 2009 a 2013	36
Figura 11 – Terremotos no Brasil em 2013 – Data, intensidade (Mw) e localização..	37
Figura 12 – Terremotos no Brasil em 2012 - Data, intensidade (Mw) e localização..	37
Figura 13 – Terremotos no Brasil em 2011 - Data, intensidade (Mw) e localização..	37
Figura 14 – Esquema de um sismograma e suas fases.....	39
Figura 15 – Parâmetros para localização de um terremoto.....	40
Figura 16 – Estado de Tensões em Repouso	45
Figura 17 – Exemplo de um muro com pressões ativas e passivas.....	45
Figura 18 – Círculos de Mohr representativos dos estados limites e de repouso	48
Figura 19 – Diagramas de empuxos ativo e passivo para um solo granular, homogêneo, submerso e de superfície horizontal, sobre um paramento vertical e liso.....	50
Figura 20 – Método de Coulomb para o caso ativo	52
Figura 21 – Método de Coulomb para o caso passivo	52
Figura 22 – Método de Coulomb – solução analítica	53
Figura 23 – Curva de histerese típica para um material.....	58
Figura 24 – Curva de amplitude ao longo do tempo para um sistema amortecido....	61
Figura 25 - Acelerograma do terremoto de 21 de abril de 2006 em Berkeley, Califórnia.....	63

Figura 26 - Acelerogramas de um terremoto ocorrido em 11 de março de 2011, no Japão	65
Figura 27 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica a_g no Brasil	66
Figura 28 – Modelo numérico com carregamento sísmico aplicado na base	69
Figura 29 – Fluxograma do estudo realizado na dissertação	71
Figura 30 – Seção transversal do muro de gravidade	72
Figura 31 – Estado de deformação plana	75
Figura 32 – Estado de axissimetria	75
Figura 33 – Envoltória de Mohr-Coulomb	79
Figura 34 – Relação tensão-deformação para o Modelo Mohr-Coulomb	79
Figura 35 – Relação hiperbólica para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado	80
Figura 36 – Geometria do modelo inicial	89
Figura 37 – Modelo geométrico introduzido no <i>Plaxis</i> (modelo inicial)	89
Figura 38 – Malha de elementos finitos gerada no <i>Plaxis</i> para o modelo inicial	90
Figura 39 – Isovalores dos deslocamentos horizontais para o modelo inicial	90
Figura 40 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos (modelo inicial)	91
Figura 41 – Geometria do modelo final	91
Figura 42 – Modelo geométrico gerado no <i>Plaxis</i> (modelo final)	92
Figura 43 – Malha de elementos finitos gerada no <i>Plaxis</i> para o modelo final	92
Figura 44 – Isovalores dos deslocamentos horizontais para o modelo final	93
Figura 45 – Localização do Epicentro do Terremoto de 27 de fevereiro de 2010, no Chile	95
Figura 46 – Acelerogramas registrados em <i>San Jose de Maipo</i> – $a_x máx = 0,48g$.	96
Figura 47 – Acelerograma horizontal original, componente 90° , $a_x máx = 0,48g$	96
Figura 48 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x máx = 0,05g$	98
Figura 49 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x máx = 0,10g$	98
Figura 50 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x máx = 0,15g$	98
Figura 51 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x máx = 0,20g$	99
Figura 52 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x máx = 0,25g$	99
Figura 53 – Deslocamento Horizontal em Vibração Livre	100
Figura 54 – Pontos de análise no paramento do muro de gravidade	102

Figura 55 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,05g$)	104
Figura 56 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base = 0,05g$)	105
Figura 57 – Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base =$ $0,05g$)	106
Figura 58 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,05g$)	107
Figura 59 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)	108
Figura 60 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base = 0,10g$)	109
Figura 61 – Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base =$ $0,10g$)	110
Figura 62 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)	111
Figura 63 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	112
Figura 64 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	113
Figura 65 - Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base =$ $0,15g$)	114
Figura 66 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	115
Figura 67 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	116
Figura 68 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	117
Figura 69 - Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base =$ $0,20g$)	118
Figura 70 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	119
Figura 71 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	120
Figura 72 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	121
Figura 73 – Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($ax\ máx\ base =$ $0,25g$)	122
Figura 74 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	123
Figura A-1 – Curvas tensão desviadora-deformação axial previstas pelo modelo hiperbólico	
	A-1

Figura B-1 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,05g$). B-1	
Figura B-2 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,05g$). B-1	
Figura B-3 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,05g$). B-2	
Figura B-4 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,05g$). B-2	
Figura B-5 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,05g$). B-2	
Figura B-6 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,05g$). B-3	
Figura B-7 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,05g$). B-3	
Figura B-8 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,05g$).... B-3	
Figura B-9 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,05g$).... B-4	
Figura B-10 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,05g$).. B-4	
Figura B-11 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,05g$).. B-4	
Figura B-12 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,05g$).. B-4	
Figura B-13 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,05g$).. B-5	
Figura B-14 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,05g$).. B-5	
Figura B-15 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,10g$) B-5	
Figura B-16 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,10g$) B-6	
Figura B-17 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,10g$) B-6	
Figura B-18 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,10g$) B-6	
Figura B-19 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,10g$) B-7	
Figura B-20 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,10g$) B-7	

Figura B-21 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)	B-7
Figura B-22 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)..	B-8
Figura B-23 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)..	B-8
Figura B-24 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)..	B-8
Figura B-25 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)..	B-9
Figura B-26 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)..	B-9
Figura B-27 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)	B-10
Figura B-28 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,10g$)	B-10
Figura B-29 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-11
Figura B-30 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-11
Figura B-31 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-12
Figura B-32 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-12
Figura B-33 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-13
Figura B-34 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-14
Figura B-35 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-14
Figura B-36 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-14
Figura B-37 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-15
Figura B-38 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-15
Figura B-39 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-15
Figura B-40 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-16
Figura B-41 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-16
Figura B-42 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,15g$)	B-17
Figura B-43 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-17

Figura B-44 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-18
Figura B-45 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-18
Figura B-46 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-19
Figura B-47 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-19
Figura B-48 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-20
Figura B-49 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-20
Figura B-50 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-21
Figura B-51 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-21
Figura B-52 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-22
Figura B-53 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-22
Figura B-54 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-23
Figura B-55 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-23
Figura B-56 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,20g$)	B-24
Figura B-57 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	B-25
Figura B-58 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,75m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	B-25
Figura B-59 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	B-26
Figura B-60 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	B-26
Figura B-61 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	B-27
Figura B-62 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	B-27
Figura B-63 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($ax\ máx\ base = 0,25g$)	B-28

- Figura B-64 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$) B-28
- Figura B-65 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,75m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$) B-29
- Figura B-66 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$) B-29
- Figura B-67 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$) B-30
- Figura B-68 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$) B-30
- Figura B-69 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$) B-31
- Figura B-70 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$) B-32

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Descrição simplificada da Escala de Mercalli modificada	42
Tabela 2 - Parâmetros dos materiais no modelo linear-elástico.....	78
Tabela 3 - Parâmetros dos materiais no modelo <i>Mohr-Coulomb</i>	79
Tabela 4 - Parâmetros dos materiais no modelo <i>Hardening-Soil</i>	82
Tabela 5 - Parâmetros do solo de fundação	87
Tabela 6 - Parâmetros do muro solo-pneus	87
Tabela 7 - Parâmetros do modelo hiperbólico representativo do solo do retroaterro	87
Tabela 8 - Parâmetros do solo do retroaterro.....	88
Tabela 9 – Dados do terremoto de 27 de fevereiro de 2010, no Chile	94
Tabela 10 – Dados do registro escolhido referente ao terremoto de 27 de fevereiro de 2010, no Chile	95
Tabela 11 - Apresentação dos Resultados ao Longo do Tempo.....	103
Tabela 12 – Apresentação dos Resultados dos Deslocamentos ao Longo do Paramento do Muro	103
Tabela 13 – Deslocamentos Horizontais Máximos Positivos e Negativos no Paramento do Muro (mm)	124
Tabela 14 – Acelerações Horizontais Máximas Positivas e Negativas no Paramento do Muro (cm/s ²).....	125
Tabela A-1 – Determinação dos valores de E_{50} via modelo hiperbólico	A-2

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASCII	Código americano de padronização de caracteres
CALTECH	<i>California Institute of Technology</i>
CESMD	<i>Center os Engineering Strong Motion Data</i>
CISN	<i>California Integrated Seismic Network</i>
EUA	Estados Unidos da América
FORTTRAN	<i>IBM Mathematical Formula Translation System</i>
GSN	<i>Global Seismographic Network</i>
IRIS	<i>Incorporated Research Institutions for Seismology</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NEIC	<i>National Earthquake Information Center</i>
SIS/UnB	Observatório Sismológico do Centro do Instituto de Geociências da UnB
SISBRA	Banco de dados do SIS/UnB
SMC	Extensão do arquivo de dados de movimento sísmico disponível no USGS e CESMD
UnB	Universidade de Brasília
USGS	<i>United States Geological Survey</i>
WWSSN	<i>Word-Wide Standardized Network</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

$[k]$	Matriz de rigidez
$[M]$	Matriz de massa
a_g	Aceleração sísmica horizontal característica
a_{norm}	Aceleração normalizada
$a_{x máx}$	Aceleração horizontal máxima ou de pico
$a_{x máx}^-$	Aceleração horizontal máxima no sentido negativo
$a_{x máx}^+$	Aceleração horizontal máxima no sentido positivo
c'	Coesão efetiva do solo
c_1 e c_2	Coefficientes de amortecimento do contorno amortecedor
$d_{x máx}^-$	Deslocamento horizontal máximo no sentido negativo
$d_{x máx}^+$	Deslocamento horizontal máximo no sentido positivo
E	Módulo de deformabilidade ou módulo de <i>Young</i>
E_{50}	Módulo de deformabilidade para 50% q_f
E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade para 50% q_f calculado em função de p_{ref} (modelo <i>Hardening-Soil</i>)
E_a	Resultante de empuxo ativo
E_{oed}	Módulo oedométrico
E_{oed}^{ref}	Módulo oedométrico calculado em função de p_{ref} (modelo <i>Hardening-Soil</i>)
E_p	Resultante de empuxo passivo
E_{ur}	Módulo de carregamento e descarregamento
E_{ur}^{ref}	Módulo de carregamento e descarregamento calculado em função de p_{ref} (modelo <i>Hardening-Soil</i>)
F	Força de atrito de um sistema amortecido
k	Rigidez do sistema amortecido
k	Módulo número (adimensional), parâmetro do Modelo Hiperbólico
k_0	Coefficiente de empuxo no repouso
k_0^{nc}	Coefficiente de empuxo no repouso em situação de

carregamento e descarregamento

k_a	Coeficiente de empuxo ativo
k_p	Coeficiente de empuxo passivo
k_{ur}	Módulo número (adimensional), parâmetro do Modelo Hiperbólico para situação de carregamento e descarregamento
m	Massa do sistema amortecido
M_M	Escala de Mercalli modificada
M_W	Escala de magnitude de momento ou Momento sísmico
n	Módulo expoente (adimensional), parâmetro do Modelo Hiperbólico
p_{ref}	Tensão de referência no modelo <i>Hardening-Soil</i>
q_a	Valor assintótico da resistência ao cisalhamento do solo
q_f	Tensão desviadora final
R	Resultante atuante na superfície da cunha para o Método de Coulomb
R_f	Relação entre q_f e q_a
t	Tempo
\ddot{u}	Aceleração ao longo do tempo para um sistema amortecido
\dot{u}	Velocidade ao longo do tempo para um sistema amortecido
u	Deslocamento ao longo do tempo para um sistema amortecido
\ddot{u}_g	Histórico de acelerações incorporado na base de um sistema amortecido
V_S	Velocidade de propagação da Onda P
V_S	Velocidade de propagação da Onda S
α	Ângulo do plano horizontal com a superfície da cunha para o Método de Coulomb
α e β	Coeficientes de amortecimento de <i>Rayleigh</i>
α e β	Parâmetros do Método de Integração Implícita de Newmark
β	Ângulo entre o plano horizontal e o terraplano para o Método de Coulomb
γ	Peso específico do solo
γ_d	Peso específico do solo seco

γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
δ	Ângulo entre a normal ao paramento do muro e a resultante do empuxo para o Método de Coulomb
ϵ_x	Deformação na direção horizontal
λ	Ângulo entre o plano vertical e o paramento do muro para para o Método de Coulomb
λ e G	Constantes de Lamè
ξ	Razão de Amortecimento
ρ	Massa específica de um material
σ'_1	Tensão efetiva na direção vertical
$\sigma'_1 - \sigma'_3$	Tensão desviadora
σ'_3	Tensão confinante na direção horizontal
σ'_{h0}	Tensão principal efetiva horizontal
σ'_{ha}	Tensão efetiva horizontal para o caso ativo
σ'_{hp}	Tensão efetiva horizontal para o caso passivo
σ'_{v0}	Tensão principal efetiva vertical
σ'_x	Tensão efetiva horizontal na direção x
σ'_y	Tensão efetiva horizontal na direção y
σ'_z	Tensão efetiva horizontal na direção z
u	Coeficiente de Poisson
u_{ur}	Coeficiente de Poisson em situação de carregamento e descarregamento
φ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
ψ	Ângulo de dilatação
ω_d	Frequência natural de um sistema amortecido
ω_n	Frequência natural de um sistema em vibração livre

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	23
Considerações Iniciais	23
Motivações	25
Objetivo	26
Estrutura da Dissertação	27
1 TERREMOTOS	29
1.1 Histórico	29
1.2 Ondas sísmicas	30
1.2.1 Ondas de Corpo	31
1.2.2 Ondas de Superfície	32
1.3 Estrutura Interna da Terra	33
1.4 Teoria Tectônica das Placas	34
1.5 Incidência de Terremotos no Brasil	35
1.6 Caracterização de um Evento Sísmico	38
1.6.1 Sismogramas.....	39
1.6.2 Parâmetros quanto à localização.....	39
1.6.3 Parâmetros quanto à grandeza de terremoto	40
1.6.3.1 Escalas de Magnitude	41
1.6.3.2 Escalas de Intensidade.....	41
1.7 Engenharia Sísmica Geotécnica	42
2 ANÁLISE TEÓRICA DE MUROS DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO ESTÁTICA	44
2.1 Estado de Repouso e Estados de Equilíbrio Limite	44
2.2 Cálculo de Empuxos em Condição Estática	48
2.2.1 Método de Rankine.....	49
2.2.2 Método de Coulomb	51
3 ANÁLISE NUMÉRICA DE MUROS DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO SÍSMICA	55
3.1 Análise de Muros de Gravidade em Condição Sísmica	55
3.1.1 Análises Pseudo-estáticas.....	55

3.1.2	Análises Elásticas.....	56
3.1.3	Análises Elastoplásticas	56
3.2	Aspectos da Modelagem Numérica de Solos em Condição Sísmica.....	56
3.2.1	Critérios de Discretização da Malha de Elementos Finitos.....	57
3.2.2	Amortecimento do Solo.....	57
3.2.2.1	Amortecimento por Radiação ou Geométrico.....	57
3.2.2.2	Amortecimento Histerético ou Material.....	58
3.2.2.3	Amortecimento Visco-elástico	58
3.2.3	Utilização de Contornos Amortecedores.....	62
3.2.4	Parâmetros de Movimento devido ao Sismo	63
3.2.4.1	Registro de Eventos Sísmicos Reais.....	63
3.2.4.2	Aceleração Normalizada.....	66
3.2.4.3	Acelerograma Normalizado	67
3.2.5	Incorporação da Ação Sísmica em Modelos Numéricos.....	68
3.3	Metodologia de Análise.....	70
4	ANÁLISE DE UM MURO DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO ESTÁTICA.....	72
4.1	Caso Selecionado para o Estudo.....	72
4.2	Software computacional <i>Plaxis</i>.....	73
4.2.1	Subprograma <i>Input</i>	74
4.2.1.1	Modelos de análise tensão-deformação.....	74
4.2.1.2	Geometria.....	76
4.2.1.3	Materiais e Modelos Constitutivos	76
4.2.1.4	Condições de contorno.....	82
4.2.2	Subprograma <i>Calculation</i>	83
4.2.2.1	Incorporação do Carregamento Dinâmico.....	83
4.2.2.2	Ajuste Manual do Procedimento Iterativo	85
4.2.3	Subprograma <i>Output</i>	85
4.2.4	Subprograma <i>Curves</i>	86
4.3	Parâmetros e Modelos Constitutivos dos Materiais.....	86
4.3.1	Fundação.....	86
4.3.2	Muro de gravidade.....	86
4.3.3	Retroaterro.....	87
4.4	Definição da Geometria do Modelo Numérico	88

4.5	Validação do Modelo Numérico.....	89
5	ESTUDO PARAMÉTRICO DE UM MURO DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO SÍSMICA	94
5.1	Escolha do Evento Sísmico de Origem	94
5.2	Definição dos Acelerogramas Normalizados.....	97
5.3	Modelo Numérico.....	100
5.4	Apresentação e Análise dos Resultados.....	101
5.4.1	Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_x \text{ máx base} = 0,05g$	104
5.4.1.1	Análise dos Deslocamentos Horizontais.....	104
5.4.1.2	Análise das Acelerações Horizontais	106
5.4.2	Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_x \text{ máx base} = 0,10g$	107
5.4.2.1	Análise dos Deslocamentos Horizontais.....	107
5.4.2.2	Análise das Acelerações Horizontais	110
5.4.3	Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_x \text{ máx base} = 0,15g$	111
5.4.3.1	Análise dos Deslocamentos Horizontais.....	111
5.4.3.2	Análise das Acelerações Horizontais	114
5.4.4	Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_x \text{ máx base} = 0,20g$	116
5.4.4.1	Análise dos Deslocamentos Horizontais.....	116
5.4.4.2	Análise das Acelerações Horizontais	118
5.4.5	Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_x \text{ máx base} = 0,25g$	120
5.4.5.1	Análise dos Deslocamentos Horizontais.....	120
5.4.5.2	Análise das Acelerações Horizontais	122
5.4.6	Análise dos Resultados Obtidos	124
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	126
6.1	Conclusões	126
6.2	Sugestões para Pesquisas Futuras	129
6.2.1	Pesquisas quanto ao Dimensionamento de Muros de Contenção em Condição Sísmica	129
6.2.2	Pesquisas quanto ao Amortecimento do Solo	129
	REFERÊNCIAS	131
	APÊNDICE A	
	APÊNDICE B	

INTRODUÇÃO

Considerações Iniciais

Muros de contenção (ou muros de arrimo) são estruturas utilizadas para estabilizar maciços de solo. A escolha de um tipo de muro de contenção é determinada por condições como, por exemplo, a altura do maciço suportado, a presença ou não de água no solo e o tipo de obras civis presentes no terreno suportado. Os tipos mais comuns são os muros de flexão, os muros atirantados e os muros de gravidade.

Os muros de flexão são estruturas esbeltas cuja base estende-se em direção ao maciço suportado, utilizando parte do peso próprio do maciço sobre a base como colaborante à sua estabilidade. Nesse muro, a resistência aos empuxos é proporcionada por esforços por flexão. Os muros atirantados são estruturas mistas em concreto ou blocos, com barras quase horizontais (tirantes) contidas em planos verticais perpendiculares ao paramento, ou seja, na face adjacente ao solo suportado. Um muro de flexão pode ser combinado a tirantes e contrafortes, para melhorar a estabilidade.

Os muros de gravidade, tema em estudo nessa dissertação, são estruturas de contenção que mantêm sua estabilidade através do seu peso próprio. O muro tem por função resistir aos esforços atuantes em seu paramento controlando as deformações atuantes no maciço e garantindo a estabilidade do talude que apresente possibilidade de ruptura. Em geral, são utilizados para conter desníveis inferiores a 5m. A seguir, apresenta-se os tipos de muros de gravidade, com breve descrição de suas características:

- Muros de gabião: São caixas em forma de paralelepípedo de rede de aço galvanizado, preenchidas com agregado graúdo. São muros flexíveis e permeáveis, muito utilizados em obras viárias;
- Muros “crib-walls”: São estruturas formadas por elementos pré-moldados de madeira, concreto ou aço, montados em forma de caixas justapostas e interligadas longitudinalmente, cujo espaço é preenchido com agregado graúdo;

- Muros de solo reforçado: São estruturas constituídas pelo maciço de solo, reforçado com elementos longitudinais resistentes a esforços de tração, tais como geossintéticos ou malhas metálicas;
- Muros de solo-pneus: São estruturas formadas pela construção de camadas horizontais de pneus, amarrados entre si com corda ou arame, e preenchidos com solo compactado. Funcionam como muros de gravidade flexíveis e têm como principal vantagem a reutilização de pneus descartados.

O estado limite último de um muro de gravidade é governado por cada um dos mecanismos de estabilidade externa: tombamento, o deslizamento, a falha por capacidade de suporte do solo de fundação e a ruptura por instabilidade global. Já o estado limite de serviço é governado pela análise dos deslocamentos permanentes, principalmente na superfície de contato entre o muro e o retroaterro. O empuxo atuante no paramento impõe ao muro e ao solo adjacente deslocamentos que mobilizam os mecanismos de ruptura, como pode-se observar na Figura 1.

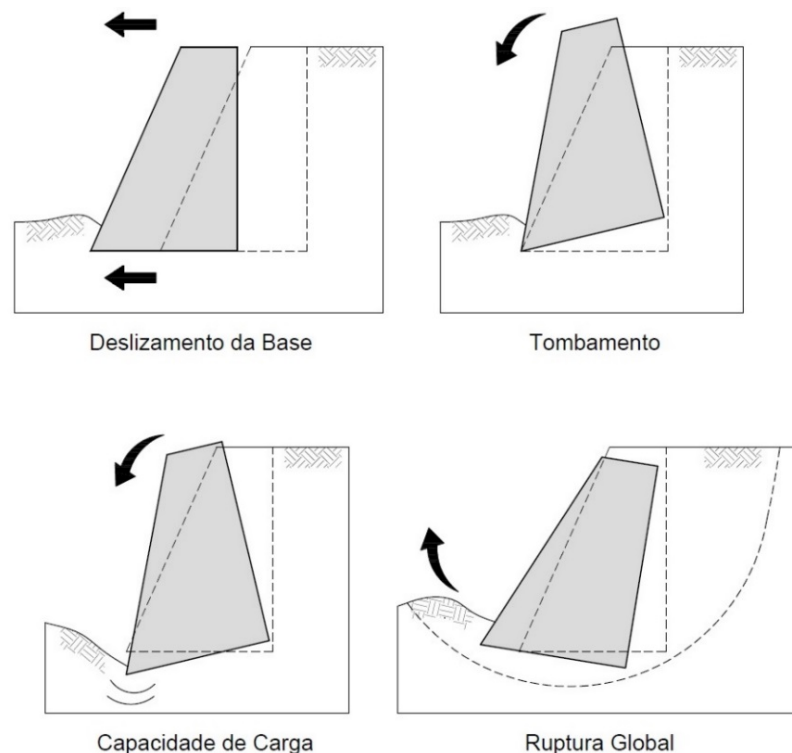


Figura 1 - Mecanismos de estabilidade externa de um muro de gravidade

A determinação do valor do empuxo depende de diversos fatores, tais como: os parâmetros geotécnicos do solo adjacente ao muro, a geometria do muro, a atuação

ou não de sobrecargas no terrapleno, a presença de água no solo; e, finalmente, a possibilidade de ocorrência de fenômenos sísmicos na região em estudo.

O colapso de estruturas de contenção devido a fenômenos sísmicos é um problema geotécnico significativo em regiões onde a incidência de terremotos é frequente. Contudo, a análise de estruturas de contenção em condição de sismo também é uma realidade na engenharia geotécnica no Brasil, face às necessidades normativas referentes a projetos como usinas nucleares e barragens.

Segundo MENEZES (1990), a ruptura resultante de ações sísmicas em muros de contenção situados acima do nível freático parece ser pouco frequente. Entretanto, a possibilidade de ocorrerem deslocamentos significativos devidos ao aumento das pressões laterais deve ser levada em consideração durante a fase de dimensionamento. Além disso, MENEZES acrescenta que as estruturas de contenção que se prolongam abaixo do nível freático são as que mais sofrem com os efeitos dinâmicos, visto que o colapso deve ocorrer, provavelmente, pelo efeito combinado de três fatores: o aumento das pressões laterais atrás do muro, a diminuição da pressão de água à frente do muro e a diminuição da resistência ao cisalhamento do solo suportado devido ao aumento das poropressões gerado pela excitação sísmica.

Diante de alta probabilidade de ocorrência de terremotos e de suas inegáveis conseqüências à segurança e durabilidade de uma estrutura de contenção, faz-se necessário que o engenheiro efetue o dimensionamento considerando os efeitos instabilizantes causados pela atuação do carregamento sísmico. Vale lembrar que a ruptura de uma contenção pode causar danos econômicos, financeiros e sociais significativos, além de eventual perda de vidas.

Motivações

A resposta de um modelo formado por solo e estrutura submetido a um carregamento de natureza dinâmica depende de múltiplos fatores, tais como: as características do solo, a geometria dos elementos estruturais envolvidos, a rigidez do solo e dos elementos estruturais e a natureza da ação dinâmica, que pode ser provocada por um sismo, por explosões, passagem de veículos, etc.

A análise e modelagem de problemas geotécnicos em condição sísmica é motivação de inúmeras pesquisas, face às diferentes metodologias para a previsão

do amortecimento do solo e na incorporação do carregamento sísmico ao modelo proposto.

Segundo UBILLÚS (2010), a eficácia das ferramentas computacionais que utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF) vem sendo testada desde o início dos anos 1970 em estudos do comportamento de muros de gravidade em condição estática. CLOUGH & DUNCAN *apud* UBILLÚS (2010) foram os primeiros investigadores que aplicaram o MEF para o estudo do comportamento estático de muros de contenção. Não há dúvidas quanto à potencialidade do MEF na previsão do comportamento de solos, desde que a modelagem seja efetuada adequadamente quanto à geometria, à previsão de parâmetros, modelo constitutivo e demais condições que influenciem nos resultados.

O MEF é uma das ferramentas mais utilizadas para a análise de muros de gravidade sob condições sísmicas por sua potencialidade em prever adequadamente o comportamento do muro, através da previsão satisfatória dos empuxos atuantes no paramento durante a excitação do terremoto e da estimativa dos deslocamentos horizontais instantâneos e permanentes.

A principal motivação dessa dissertação é contribuir aos estudos relacionados às estruturas de contenção submetidas a terremotos, face às dificuldades e incertezas ainda presentes na modelagem numérica e na previsão das respostas do solo quando submetido a carregamentos sísmicos.

Objetivo

A presente dissertação tem por objetivo apresentar um estudo do comportamento de um muro de gravidade flexível submetido a carregamentos sísmicos, através de estudo paramétrico utilizando um modelo numérico. Utilizou-se um software computacional aplicado à Geotecnia para a calibração de um modelo inicial em situação estática e posterior desenvolvimento das análises paramétricas em condições sísmicas. O procedimento adotado nas análises foi submeter o modelo numérico a acelerogramas normalizados a partir de um registro de terremoto real.

O estudo paramétrico do muro de gravidade em condição dinâmica determinou a resultante do empuxo máximo e os valores dos deslocamentos e acelerações horizontais que ocorrem durante o carregamento sísmico no paramento do muro.

A influência do carregamento sísmico foi discutida mediante os resultados do estudo paramétrico em condições sísmicas, envolvendo duas análises distintas: (1) Influência da variação do acelerograma horizontal normalizada introduzido no modelo nos valores das acelerações e deslocamentos horizontais atuantes no muro; e (2) Influência do carregamento sísmico em comparação com a situação estática, comparando-se os valores dos deslocamentos horizontais obtidos na análise estática e nas análises dinâmicas.

Estrutura da Dissertação

O presente capítulo apresenta as considerações iniciais, motivações e objetivos do presente trabalho, assim como a descrição do conteúdo da dissertação.

O capítulo 2 trata de conceitos sobre terremotos, com breve histórico da sismologia. Disserta sobre a influência da estrutura da Terra na mobilização dos terremotos, a teoria da Tectônica das Placas e a incidência de terremotos no Brasil. Ao fim do capítulo, informações sobre o registro e caracterização de eventos sísmicos e breve descrição das atividades ligadas a projetos no âmbito da engenharia sísmica geotécnica.

O capítulo 3 apresenta os métodos teóricos para análise de muros de gravidade em condição estática, iniciando com definições importantes acerca dos métodos de equilíbrio limite e dissertando sobre os métodos de análise em condição estática de *Rankine* e *Coulomb*.

O capítulo 4 trata de análise numérica de muros de gravidade submetidos a condição sísmica. Apresenta os tipos de análise de muros de gravidade em condição sísmica e os aspectos da modelagem numérica de problemas dessa natureza.

O capítulo 5 apresenta a metodologia adotada para o desenvolvimento do estudo paramétrico apresentado no presente trabalho.

O capítulo 6 apresenta a calibração do modelo em condição estática, a partir da reprodução dos deslocamentos de um muro de gravidade flexível, cuja geometria e parâmetros de deformabilidade foram obtidos em SIEIRA (1998). A metodologia adotada é descrita detalhadamente, assim como as informações sobre o software computacional *Plaxis*.

O capítulo 7 apresenta os aspectos do estudo paramétrico e os resultados obtidos, analisados sob duas óticas distintas: (1) Influência da variação do

acelerograma horizontal normalizado nos valores das acelerações e deslocamentos horizontais atuantes no muro; e (2) Influência do carregamento sísmico em comparação com a situação estática, nos valores dos deslocamentos horizontais.

O capítulo 8 apresenta as considerações finais acerca das análises apresentadas e sugestões para as pesquisas futuras.

Ao final do volume apresentam-se as referências bibliográficas e os apêndices.

1. TERREMOTOS

Terremotos são fenômenos sísmicos naturais causados por falhas geológicas e por fenômenos vulcânicos. É a Sismologia a ciência que estuda a relação entre os tremores de terra e a estrutura interna da Terra.

Visto que a presente dissertação estudará o comportamento de um muro de gravidade submetido a um carregamento sísmico, apresenta-se neste capítulo uma introdução ao estudo de terremotos, com breve histórico de sismologia, explicando os objetivos da engenharia sísmica geotécnica. Apresenta-se os conceitos de ondas sísmicas, a influência da estrutura da Terra na mobilização dos terremotos, a teoria da Tectônica das Placas e a incidência de terremotos no Brasil. Nos itens subsequentes, são apresentados os parâmetros de um evento sísmico e as metodologias de registro, e a caracterização de terremotos. Ao fim do capítulo, disserta-se sobre as atividades que fazem parte de um projeto no âmbito da engenharia sísmica geotécnica.

1.1. Histórico

Através dos tempos, diversos povos lançaram mão de lendas para explicar os violentos terremotos que ocorriam nas regiões onde viviam. A mitologia hindu imaginava a Terra sustentada por oitos poderosos elefantes e explicava os abalos sísmicos como sendo consequência do movimento que eles produziam. Relatos bíblicos, como a caída das Muralhas de Jericó, nos anos 1100 A.C, ou a destruição das cidades de Sodoma e Gomorra, poderiam estar associados à ocorrência de terremotos naqueles locais.

Os chineses foram os primeiros a elaborarem um catálogo sísmico e a construírem um aparelho para detectar terremotos. A criação do astrônomo imperial *Chang Heng* ocorreu durante o segundo século da Dinastia *Han*. O aparelho era um receptáculo de bronze pesado com nove dragões olhando para baixo entalhados em seu exterior (Figura 2). No momento do tremor, o balanço de um pêndulo acionava as alavancas internas, acionando o gatilho para a liberação de uma bola presa na boca do dragão que estivesse posicionado na direção do epicentro do terremoto. A bola então caíria na boca do sapo diretamente abaixo desse dragão. O primeiro

sismógrafo era básico: determinava a direção do epicentro do terremoto mas não fornecia dados sobre sua intensidade.



Figura 2 - Reprodução do primeiro sismógrafo da humanidade
(fonte: <http://listverse.com/2013/04/08/10-lesser-known-facts-about-the-ancient-world/>)

No final do século XIX, começaram a surgir sismógrafos com maior nível de sensibilidade e confiabilidade, possibilitando a implantação de vários observatórios pelo mundo. Em 18 de abril de 1989 foi registrado, pela primeira vez, no Observatório de *Postdam* (Alemanha) um terremoto distante, que ocorreu no Japão.

Nos anos 1960, os Estados Unidos implantaram uma grande rede sismográfica mundial denominada *World-Wide Standardized Network* (WWSSN). No início dos anos 1970 já existiam 120 destas estações distribuídas por 60 países.

1.2. Ondas sísmicas

As ondas sísmicas propagam-se no interior da Terra. Suas trajetórias variam com relação às variações de densidade e de composição das camadas pelas quais se propagam, tal qual um fenômeno de refração. Através da observação dos fenômenos de refração e de reflexão de ondas sísmicas foi possível identificar as diferentes camadas internas da Terra.

As ondas sísmicas podem ser: ondas de corpo ou ondas de superfície, conforme será apresentado nos subitens 2.2.1. e 2.2.2.

1.2.1. Ondas de Corpo

Existem dois tipos de ondas de corpo: as ondas Primárias (ondas P) e ondas Secundárias (ondas S).

As ondas P (Figura 3) são ondas longitudinais, que se propagam em meios sólido, líquido ou gasoso e produzem vibração paralela à direção de propagação da onda. A velocidade de propagação da onda P, denominada V_P , é definida pela teoria da elasticidade linear por:

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (1)$$

onde:

λ e G são as constantes de Lamè;

ρ é a massa específica do material;

E é o módulo de deformabilidade ou módulo de *Young*; e

ν é a coeficiente de *Poisson*.

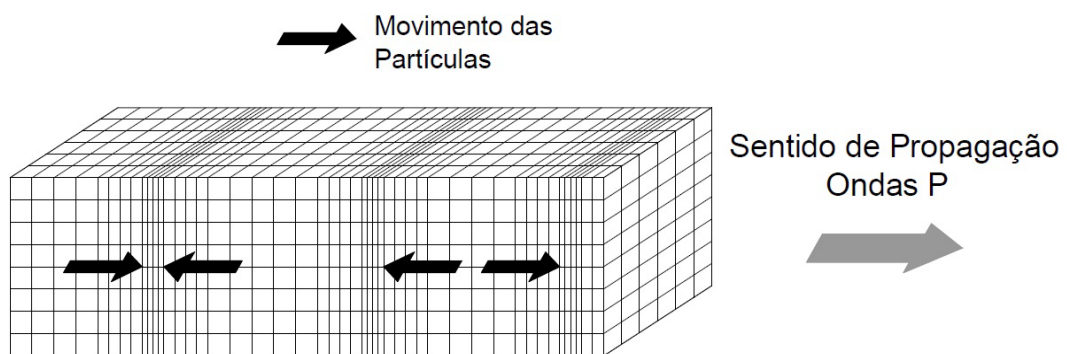


Figura 3 - Modelo ilustrado das ondas P (primárias)

As ondas S propagam-se somente em meios sólidos, e a vibração ocorre em planos perpendiculares à trajetória de propagação da onda S, podendo ser horizontal (Figura 4) ou vertical (Figura 5). A velocidade de propagação da onda S, denominada V_S , é expressa pela teoria da elasticidade linear pela Equação:

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1 + \nu)}} \quad (2)$$

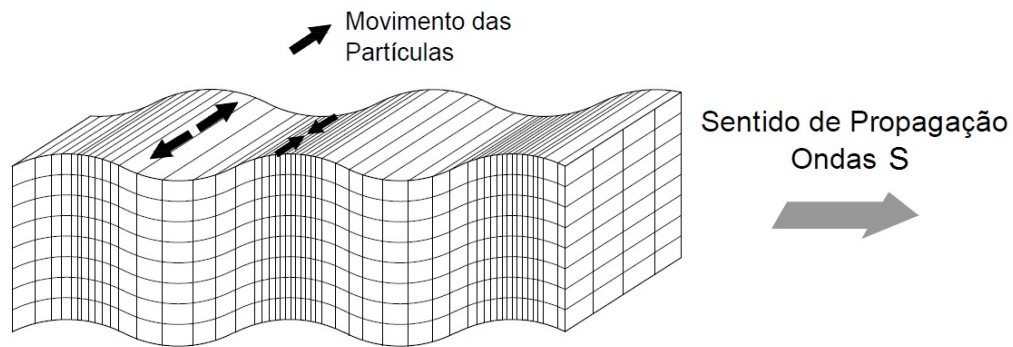


Figura 4 - Modelo ilustrado das ondas S (secundárias) com sentido de vibração horizontal

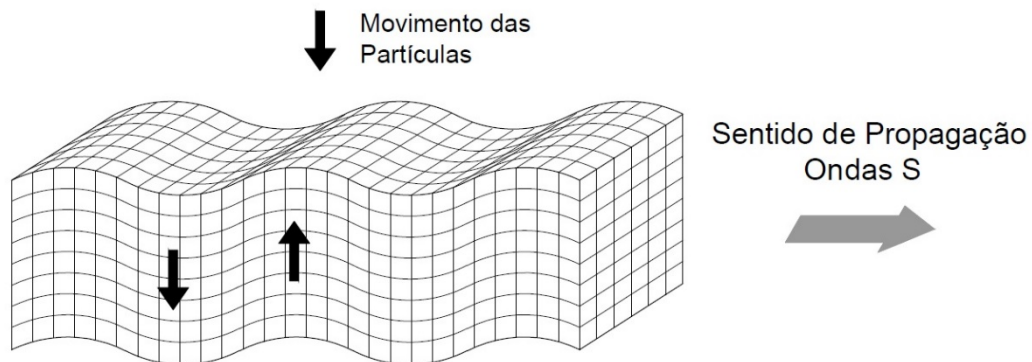


Figura 5 - Esquema ilustrado das ondas S (secundárias) com sentido de vibração vertical

1.2.2. Ondas de Superfície

As ondas de superfície são resultado de interações entre as ondas de corpo. Propagam-se, em geral, até profundidades inferiores a 30 km.

Existem dois tipos de ondas de superfície: ondas de *Rayleigh* e ondas de *Love*. As ondas de *Rayleigh* (ondas R) são o resultado da interferência entre ondas P e ondas S com sentido de vibração vertical, gerando uma vibração elíptica no sentido contrário à propagação da onda conforme pode ser observado na Figura 6. As ondas *Love* (ondas L) são ondas de superfície que produzem movimentos cisalhantes horizontais no solo, semelhantes aos movimentos das ondas S com sentido de vibração horizontal (Figura 7).

A velocidade de propagação da onda V_R é expressa em função da velocidade da onda S, e pela teoria da elasticidade linear pode ser calculada pela Equação a seguir:

$$V_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} V_S \quad (3)$$

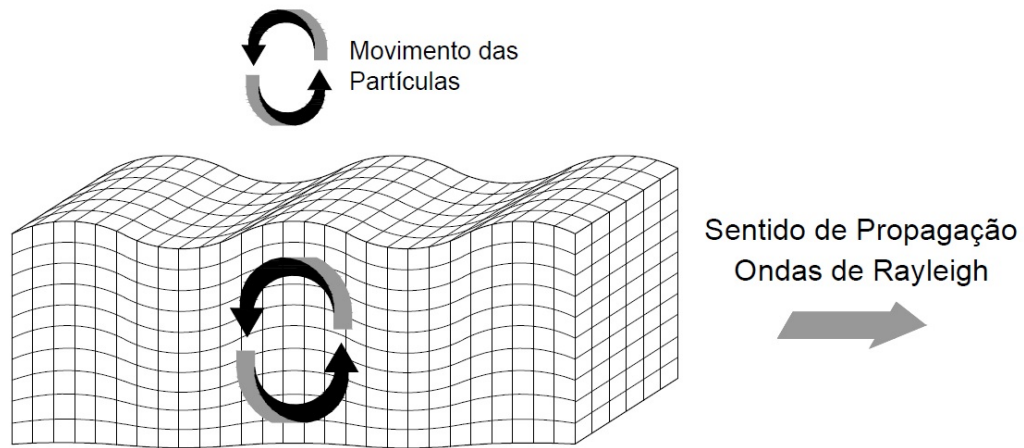


Figura 6 - Modelo ilustrado das ondas R (ondas de Rayleigh)

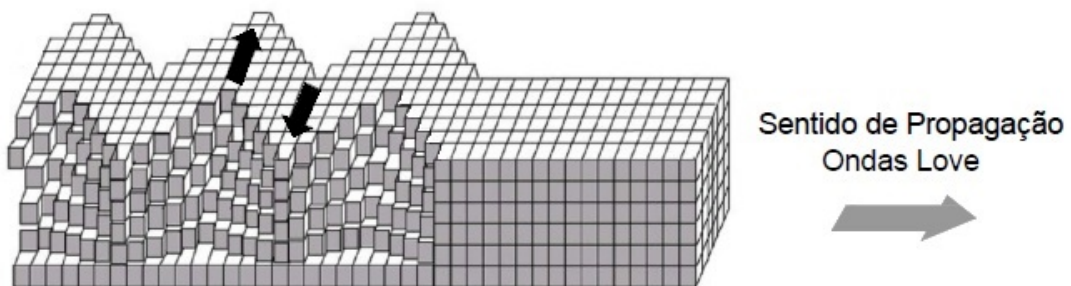


Figura 7 - Modelo ilustrado das ondas L (ondas Love)

1.3. Estrutura Interna da Terra

As ondas sísmicas, quando se propagam nas camadas da Terra, variam de velocidade e de trajetória em função das características do meio em que se propagam. A correta interpretação desses dados permitiu aos pesquisadores separar a estrutura interna da Terra em camadas, como pode ser observado na Figura 8.

O modelo à direita da Figura 8 divide o interior da Terra em três camadas: a Crosta (oceânica e continental), o Manto (superior e inferior) e o Núcleo. Essas camadas são função dos materiais que as constituem.

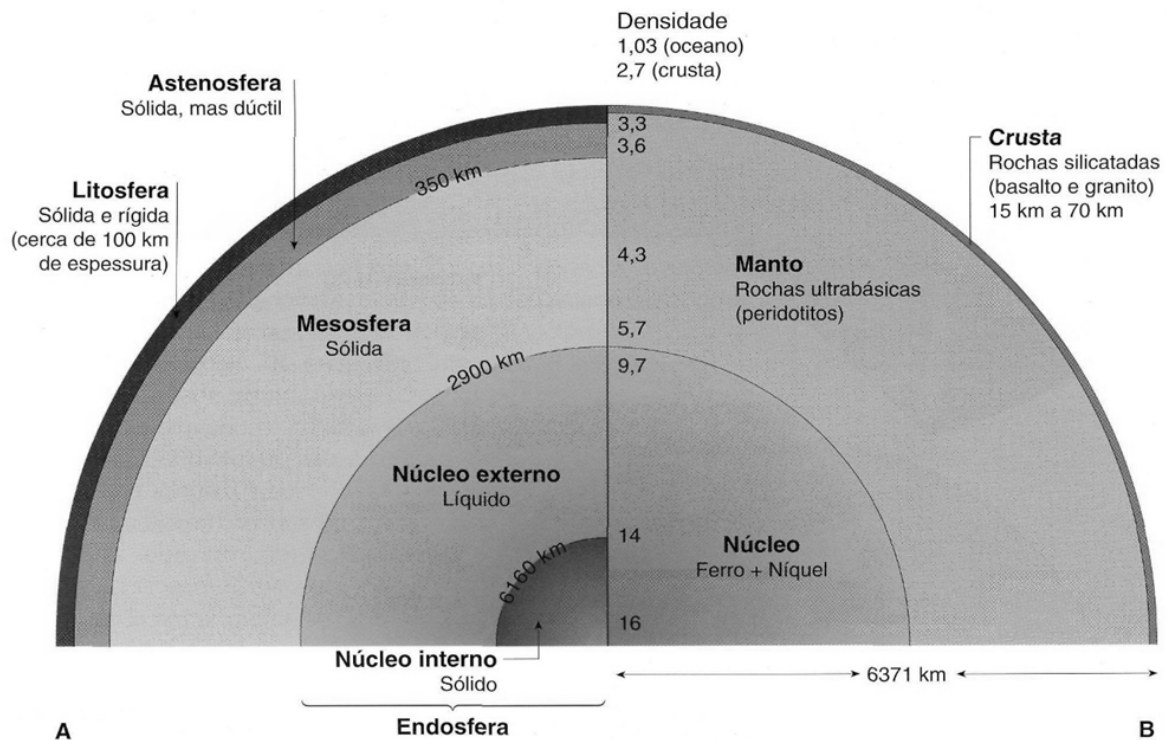


Figura 8 – Estrutura Interna da Terra
(fonte: CARACTERÍSTICAS..., 2014)

Por outro lado, o modelo à esquerda da Figura 8 baseia-se na rigidez de cada camada, determinada em função da variação das velocidades de propagação das ondas de corpo S e P ao longo da profundidade. Dessa forma, o modelo à esquerda apresenta outra divisão para as camadas da Terra: Litosfera, Astenosfera, Mesosfera e Núcleo (externo e interno).

A litosfera é uma placa formada por toda a crosta e parte do manto. Possui cerca de 100 km de profundidade e suporta os continentes e áreas oceânicas. Segundo a Teoria da Tectônica das Placas, é na litosfera que se desenvolvem os terremotos gerados pelos movimentos entre as placas que a constituem.

1.4. Teoria Tectônica das Placas

A Teoria Tectônica das Placas postula que a Litosfera está segmentada em várias placas rígidas distintas, que se deslocam com movimentos horizontais aleatórios e complexos, em velocidades muito baixas. Essas movimentações ocorrem porque a Litosfera, mais leve e fria, movimenta-se sobre o material mais quente e denso, parcialmente fundido, existente no topo da Astenosfera.

A Figura 9 apresenta a distribuição e o nome das principais placas tectônicas do mundo. O Brasil está presente em uma região intraplaca, a leste da placa tectônica da América do Sul.



Figura 9 - Placas Tectônicas
(fonte: TEIXEIRA *et al*, 2000.)

Os sismos podem ocorrer em regiões interplacas e em regiões intraplacas. As regiões interplacas são as zonas de fronteira entre as placas tectônicas e caracterizam-se como regiões com alta probabilidade de ocorrência de terremotos, não somente em quantidade de eventos, como também quanto ao maior grau de danos causados à região de ocorrência. Nas regiões intraplacas a ocorrência de sismos é menos frequente, e os terremotos não costumam causar danos significativos.

1.5. Incidência de Terremotos no Brasil

O *United States Geological Survey* (USGS) registrou a ocorrência de mais de 16.000 terremotos em todo mundo no ano de 2013. A maioria dos terremotos ocorre nas regiões próximas às zonas de contato entre as placas tectônicas, mas também ocorrem terremotos em regiões intraplacas, como o Brasil.

O oeste da América do Sul apresenta a maior incidência de terremotos do continente, concentrando em torno de 85% dos casos. O Brasil encontra-se a leste, localizando-se no interior da placa tectônica da América do Sul (ou placa Sul-

americana), como apresentado na Figura 9. A localização do país, entretanto, não impede a ocorrência de tremores de terra causados por terremotos.

O banco de dados do Observatório Sismológico da Universidade de Brasília (SISBRA) apresenta a ocorrência de 149 terremotos no Brasil entre os anos de 2009 e 2013 (Figura 10). A Figura 11 a Figura 13 apresentam os dados dos terremotos registrados no Brasil nos últimos três anos, com data, intensidade e localização.



Figura 10 – Terremotos no Brasil, de 2009 a 2013
(Fonte: SISBRA)

A sismicidade observada no Brasil é menor do que em outras regiões intraplacas semelhantes, como são os casos do leste da América do Norte, Índia, África e Austrália. Nessas regiões, já foram observados grandes terremotos, como, por exemplo, os de Nova Madri (Estados Unidos da América), em 1811 e 1812, com magnitudes 8.2 e 8.0, respectivamente (adaptado de JOHNSTON *apud* SISMICIDADE..., 2014).

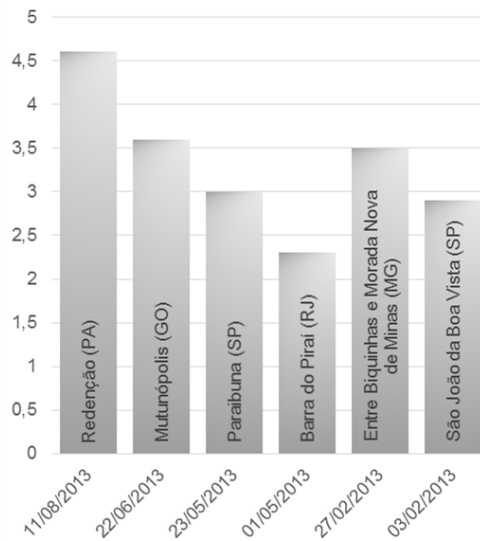


Figura 11 – Terremotos no Brasil em 2013 – Data, intensidade (Mw) e localização (Fonte: SISBRA)

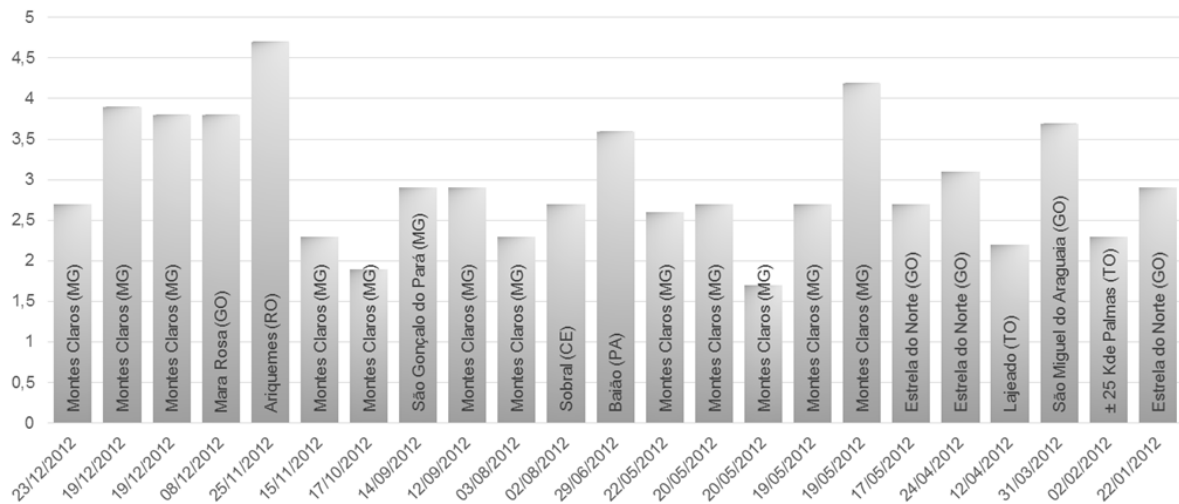


Figura 12 – Terremotos no Brasil em 2012 - Data, intensidade (Mw) e localização (Fonte: SISBRA)

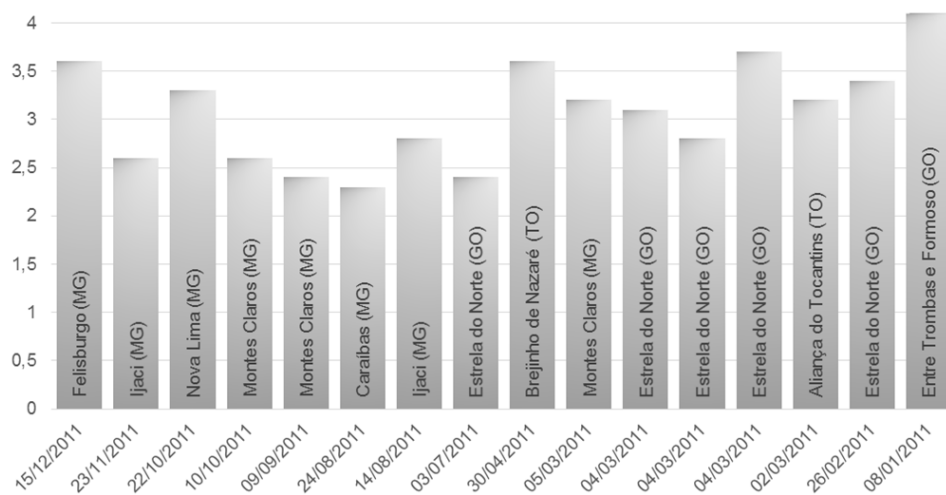


Figura 13 – Terremotos no Brasil em 2011 - Data, intensidade (Mw) e localização (Fonte: SISBRA)

Os eventos registrados no Brasil apresentam-se em baixa quantidade e, principalmente, intensidade, se comparados com outras regiões da Terra. Por esse motivo, os estudos na área de engenharia sísmica no Brasil não são expressivos, e ocorrem em especial para aplicação em grandes projetos como usinas nucleares e hidroelétricas que, em geral, obedecem a normas específicas.

1.6. Caracterização de um Evento Sísmico

Institutos de pesquisa em todo mundo realizam o monitoramento e registro dos eventos sísmicos. A detecção e localização dos terremotos são feitas quase que instantaneamente pelos grandes centros sismológicos. Com a tecnologia atual, os eventos são caracterizados em questão de minutos, fato crucial para a previsão de tsunamis e contra a eventual perda de vidas.

Para que os eventos sejam detectados rapidamente, centenas de sismógrafos em todo o mundo são interligados à *Global Seismographic Network* (GSN) operada pela *Incorporated Research Institutions for Seismology* (IRIS), que incorpora dezenas de institutos de sismologia em todo o mundo. O *United States Geological Survey* (USGS) é a principal organização cartográfica dos Estados Unidos da América (EUA). O instituto opera o *National Earthquake Information Center* (NEIC) e detecta a localização e a magnitude de terremotos no mundo inteiro. O GSN junto ao NEIC formam a maior rede de detecção de sismos em todo o planeta.

No Brasil, o principal centro de estudos é o Observatório Sismológico (SIS/UnB), no Centro do Instituto de Geociências da Universidade de Brasília (UnB). A principal atividade do SIS/UnB é o monitoramento sismográfico da sismicidade brasileira, tanto a natural quanto à induzida por reservatórios de usinas hidrelétricas. O SIS/UnB dispõe de um banco de dados, chamado SISBRA, onde estão catalogadas informações sobre sismos, e coordena vasta rede de estações sismográficas instaladas em 32 diferentes locais do território nacional.

Pesquisadores utilizam-se de parâmetros quanto à localização e à grandeza do terremoto para classificar os fenômenos sísmicos monitorados. O item 2.6.1 disserta brevemente sobre os sismogramas e a interpretação dos dados obtidos. Os parâmetros quanto à localização e quanto à grandeza dos terremotos são descritos nos itens 2.6.2 a 2.6.3.

1.6.1. Sismogramas

Ondas sísmicas geradas pelos terremotos se propagam pelo interior da Terra e são captadas e gravadas por sismógrafos, aparelhos capazes de sentir a passagem das ondas sísmicas, geradas a longas distâncias, convertendo-as em sinais elétricos que serão registrados por um registrador sismográfico, permitindo sua visualização em sismogramas.

Os sismogramas são gráficos registram a amplitude de movimento ao longo do tempo do evento sísmico. A Figura 14 apresenta um esquema de um sismograma, com a interpretação das fases com relação às chegadas das ondas P, ondas S e ondas de superfície. Nota-se as chegadas das fases, com a chegada inicial das ondas P (que apresentam maior velocidade) e a fase final com a chegada das ondas de superfície (que são mais lentas que as ondas P e S, mas de maior amplitude e conseqüente potencial de destruição).

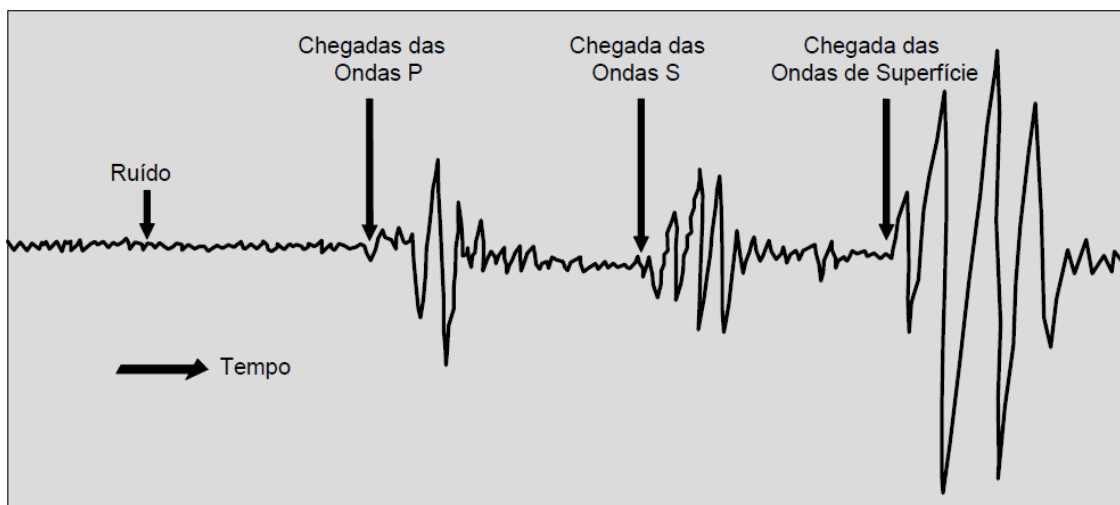


Figura 14 – Esquema de um sismograma e suas fases
(Adaptado de SISMOS..., 2000)

1.6.2. Parâmetros quanto à localização

Considera-se um evento sísmico ocorrendo em um determinado ponto no interior da Terra e um observador em uma estação sísmica. Os parâmetros quanto à localização do sismo são apresentados na Figura 15:

- Hipocentro ou Foco: ponto onde inicia-se a liberação da energia elástica do sismo;
- Epicentro: projeção do hipocentro na superfície;

- Distância hipocentral: é a distância entre o hipocentro e o observador ou estação sísmica na superfície da Terra;
- Distância Epicentral: é a distância entre o epicentro e o observador ou estação sísmica na superfície da Terra.

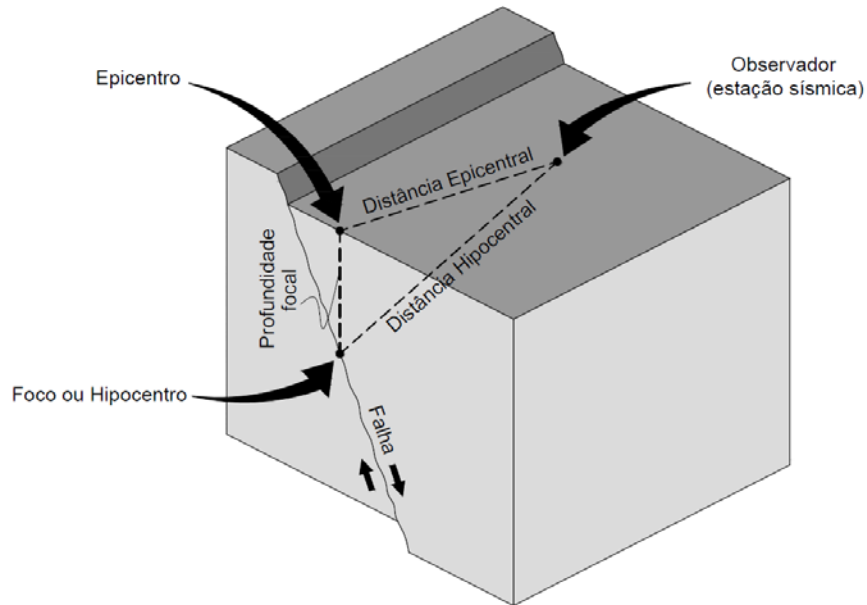


Figura 15 – Parâmetros para localização de um terremoto
(Adaptado de SISMOS, 2000)

1.6.3. Parâmetros quanto à grandeza de terremoto

Os dois parâmetros atualmente utilizados para estimar a grandeza de um terremoto são a magnitude e a intensidade. A magnitude é uma medida quantitativa, relacionada com a energia sísmica liberada no foco e também com a amplitude das ondas registradas pelos sismógrafos. Para cobrir todos os tamanhos de terremotos (desde os microtremores até os super terremotos) foi idealizada uma escala logarítmica, sem limites. Já a intensidade é uma medida qualitativa, que mede os efeitos do terremoto na superfície com base na observação das pessoas.

Não existe correlação direta entre a magnitude e a intensidade de um sismo. Um terremoto forte pode produzir intensidade baixa ou vice-versa. Fatores como a profundidade de foco, distância epicentral, geologia da área afetada e qualidade das construções civis na região afetada podem modificar o grau de intensidade de um terremoto, diferentemente da magnitude que independe desses fatores.

1.6.3.1. Escalas de Magnitude

A principal escala de magnitude é a escala Richter, também conhecida por escala de magnitude local (M_L), desenvolvida em 1935 pelos sismólogos Charles Francis Richter e Beno Gutenberg, do *California Institute of Technology* (CALTECH). A escala Richter estima a energia sísmica liberada pelo terremoto, e possui escala logarítmica. Para cada unidade de escala ocorre um aumento em 10 vezes nas amplitudes de movimento obtidas no registro sismográfico. A graduação dessa escala pode ir até o grau 10, terremotos com essa magnitude não foram registrados até os dias de hoje. O valor máximo de sismo registrado até os dias de hoje foi de 9.5 graus e ocorreu em 22 de maio de 1960 no Chile.

Além da escala Richter, outra forma usualmente utilizada para a definição da magnitude de terremotos é a magnitude de momento ou momento sísmico (M_W), escala que também calcula a grandeza do terremoto em função da energia liberada. A escala de magnitude de momento foi desenvolvida em 1979 por *Thomas C. Haks* e *Hiroo Kanamori*. Sua principal vantagem com relação à escala Richter é a de não possuir um valor limite, podendo registrar de forma mais precisa terremotos de grande magnitude.

1.6.3.2. Escalas de Intensidade

A escala de intensidade sísmica mais utilizada é a Escala de Mercalli Modificada (M_M). A Escala de Mercalli foi criada pelo vulcanólogo e sismólogo *Giuseppe Mercalli* em 1902 e foi posteriormente modificada, em 1931, sendo usada até os dias de hoje conforme essa última modificação. A escala possui 12 graus, indicados por algarismos romanos de I até XII. A tabela 1 apresenta a descrição simplificada para cada um dos doze graus da escala.

Tabela 1 - Descrição simplificada da Escala de Mercalli modificada

I	Não sentido.
II	Sentido por pessoas em repouso ou em andares superiores de prédios altos.
III	Vibração leve; objetos pendurados balançam.
IV	Vibração moderada, como a causada por máquinas fazendo terraplanagem; janelas e louças chacoalham-se; carros balançam.
V	Sentido fora de casa; pessoas acordam; pequenos objetos tombam; quadros caem.
VI	Sentido por todos; deslocamento de mobílias; quebra de louças e vidraças; rachadura em reboco.
VII	Percebido por pessoas dirigindo; dificuldade em manter-se em pé; quebra de mobília; sinos de igrejas e capelas tocam; quebra de chaminés e ornamentos arquitetônicos; queda e grandes rachaduras em rebocos e alvenarias; algumas casas desabam.
VIII	Quebra de galhos e troncos; rachaduras em solo úmido; destruição de torres elevadas de água, monumentos, casas de adobes; danos moderados a severos em estruturas de tijolo, casas de madeira mal construídas, obras de irrigação, diques.
IX	Rachadura do solo (crateras de areia); desabamentos de alvenaria não armada; danos em estruturas de concreto mal construídas, tubulações subterrâneas.
X	Desabamentos e rachaduras muito espalhadas no solo, destruição de pontes, túneis, algumas estruturas de concreto armado; danos na maioria das alvenarias, barragens, estradas de ferro.
XI	Distúrbios permanentes no solo.
XII	Dano quase total.

1.7. Engenharia Sísmica Geotécnica

A Engenharia Sísmica Geotécnica é uma especialidade dentro da Engenharia Geotécnica que compreende o estudo de obras geotécnicas que resistam aos efeitos de sismos. É uma área multidisciplinar, que exige conhecimento de áreas como a geologia, a geotecnia, a sismologia e a engenharia sísmica.

Seus principais objetivos são analisar as questões relacionadas à definição da ação sísmica de projeto e as propriedades do terreno, bem como definir os coeficientes de segurança a serem considerados no dimensionamento da estrutura em estudo.

Dessa forma, pode-se estimar a magnitude dos deslocamentos provenientes da atuação dos carregamentos sísmicos e verificar a influência dos parâmetros de projeto na estabilidade de uma estrutura.

Segundo DAY (2002), a análise de um projeto no âmbito da engenharia sísmica geotécnica envolve diversas atividades. Em se tratando de muros de contenção, objeto de estudo da presente dissertação, pode-se citar:

- Escolha da metodologia de incorporação do carregamento sísmico ao projeto, de acordo com as características locais e com as condições normativas;
- Verificação dos parâmetros de projeto para a fundação, tais como a tensão admissível do solo de fundação, de modo que a fundação não apresente falha de capacidade de suporte quando da atuação do carregamento sísmico;
- Investigação das condições de estabilidade devido as forças adicionais impostas ao solo pelo carregamento sísmico;
- Previsão dos deslocamentos verticais devidos ao assentamento da estrutura submetida ao do carregamento sísmico;
- Investigação da possibilidade de liquefação do solo quando submetido ao carregamento sísmico.

2. ANÁLISE TEÓRICA DE MUROS DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO ESTÁTICA

Muros de gravidade são estruturas de contenção que se opõem aos empuxos através de seu peso próprio. A análise de um projeto de muro de gravidade, assim como dos demais tipos de muros de contenção, envolve três etapas: a obtenção dos empuxos atuantes no muro, a verificação das condições de estabilidade do muro e a estimativa das deformações causadas pela rotação, flexão ou deslocamento lateral do muro.

O presente Capítulo disserta sobre os métodos teóricos utilizados na análise de muros de gravidade em condição estática. Apresentam-se, primeiramente, os estados de equilíbrio limite e os coeficientes de empuxo. Os Itens subsequentes apresentam as teorias de RANKINE (1857) e COULOMB (1776), para determinação dos empuxos em condição estática.

2.1. Estado de Repouso e Estados de Equilíbrio Limite

Considere um solo de comportamento elastoplástico, com módulo de deformabilidade E e coeficiente de Poisson ν . O elemento de solo encontra-se em estado de repouso em solo sob condição de deformação horizontal nula, sob estado de tensões apresentado na Figura 16.

A condição de deformação horizontal nula ocorre durante a sedimentação e consolidação da maioria dos depósitos naturais do solo e atende à maioria dos solos com superfície de terreno plana. Na condição de repouso, a deformação horizontal é nula e os planos principais são o horizontal e o vertical.

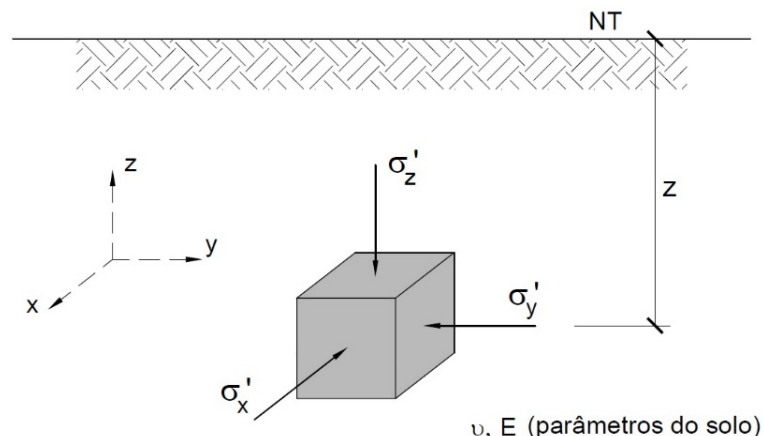


Figura 16 – Estado de Tensões em Repouso

Agora, considera-se um maciço de solo com um muro de contenção, conforme ilustrado na Figura 17. A tendência de deslocamento e deformação do maciço produz forças que atuam estabilizando e desestabilizando o conjunto. Essas forças horizontais são os empuxos, passivos e ativos.

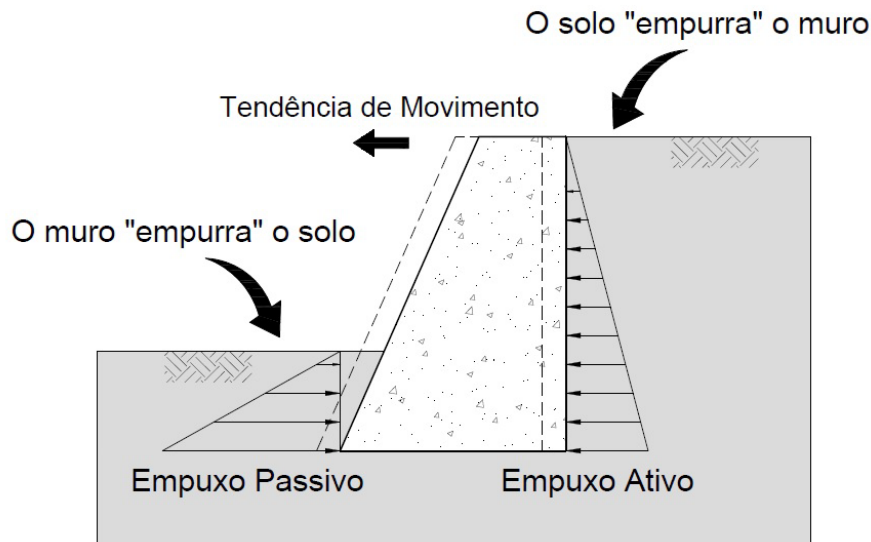


Figura 17 – Exemplo de um muro com pressões ativas e passivas

A obtenção do valor dos empuxos atuantes depende da interação entre o muro e o solo adjacente. Quando o solo “empurra” o muro, diz-se que a interação tem natureza ativa. Se o muro “empurra” o solo, a interação tem natureza passiva. A Figura 17 apresenta forças de natureza ativa e passiva, base do conceito de estado de equilíbrio limite ativo e estado de equilíbrio passivo introduzido por RANKINE (1857).

De uma forma simplista e intuitiva, pode-se concluir que as deformações necessárias para mobilizar o estado ativo são menores que as necessárias para mobilizar o estado passivo, visto que o solo possui mais resistência a esforços de compressão do que a esforços de tração.

A Figura 18 apresenta um determinado estado inicial de tensões em um ponto qualquer situado no interior de um maciço, representado pelo círculo de Mohr de diâmetro AB.

Em um estado de tensões onde não existem pressões ativas ou passivas, o solo encontra-se em estado de repouso. Nesse caso, em um ponto situado em uma determinada profundidade, as deformações horizontais são nulas e o valor da

tensão horizontal é o produto da tensão vertical pelo coeficiente de empuxo no repouso, conhecido como k_0 .

O coeficiente de empuxo no repouso k_0 é calculado por:

$$k_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4)$$

onde:

σ'_{h0} é a tensão principal efetiva horizontal;

σ'_{v0} é a tensão principal efetiva vertical.

Para estimar o valor de k_0 pela Teoria da Elasticidade, inicia-se pela Equação de compatibilidade de tensões e deformações na direção horizontal x :

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma'_x - \nu(\sigma'_y + \sigma'_z)] \quad (5)$$

onde:

ε_x é a Deformação na direção horizontal x ;

ν é o Coeficiente de Poisson;

E é o Módulo de Deformabilidade do Solo;

σ'_x é a tensão efetiva horizontal (direção x);

σ'_y é a tensão efetiva horizontal (direção y); e

σ'_z é a tensão efetiva vertical (direção z).

Levando-se em conta a condição do estado de equilíbrio limite em repouso (deformações horizontais nulas), iguala-se a Equação 5 a zero. Por outro lado, para o estado de tensões apresentado na Figura 18, $\sigma'_x = \sigma'_y$. Logo, o valor de k_0 para um estado de tensões regido pela teoria da Elasticidade é determinado pela Equação:

$$k_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)} \quad (6)$$

Se o solo “empurra” o muro, a estrutura rígida se afasta progressivamente do solo, provocando a deformação do maciço e o surgimento de tensões de cisalhamento que diminuem o valor da tensão horizontal sem alterar o valor da tensão vertical. O valor limite da tensão horizontal σ'_{ha} define a condição ativa de equilíbrio plástico. Esse estado de tensão está representado na Figura 18 pelo círculo de Mohr de diâmetro AB_1 .

A razão entre a tensão efetiva horizontal no caso ativo σ'_{ha} e a tensão efetiva vertical σ'_{v0} define o coeficiente de empuxo ativo k_a , conforme a expressão:

$$k_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{v0}} \quad (7)$$

onde:

σ'_{ha} é a tensão efetiva horizontal no caso ativo;

σ'_{v0} é a tensão principal efetiva vertical.

Por outro lado, se o muro “empurra” o solo a estrutura rígida se aproxima progressivamente do solo, provocando o aumento da tensão horizontal também sem aumento da tensão vertical. O valor limite da tensão horizontal σ'_{hp} define a condição passiva de equilíbrio plástico. Esse estado de tensão está representado na Figura 18 pelo círculo de Mohr de diâmetro AB_2 .

Analogamente à condição ativa, a razão entre a tensão efetiva horizontal σ'_{hp} e a tensão efetiva vertical σ'_{v0} define o coeficiente de empuxo passivo k_p , conforme a expressão:

$$k_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{v0}} \quad (8)$$

onde:

σ_{ha} é a tensão principal efetiva horizontal;

σ'_{v0} é a tensão principal efetiva vertical.

Conhecendo-se os valores dos coeficientes de empuxo, calculam-se as tensões horizontais a partir da relação dos coeficientes com as tensões verticais atuantes em um determinado ponto interno do maciço, de acordo com o estado de equilíbrio limite em estudo.

Os métodos de equilíbrio limite calculam as forças atuantes sobre o paramento do muro, sejam forças uniformemente distribuídas ou forças com pontos determinados de aplicação. O cálculo das forças estabilizantes e instabilizantes permite a determinação de valores de coeficientes de segurança contra a ruptura de acordo com cada uma das condições de estabilidade de um muro: verificação das

possibilidades de tombamento, de deslizamento, de exceder a capacidade de carga da fundação e, por fim, da possibilidade de ruptura global do conjunto solo-muro.

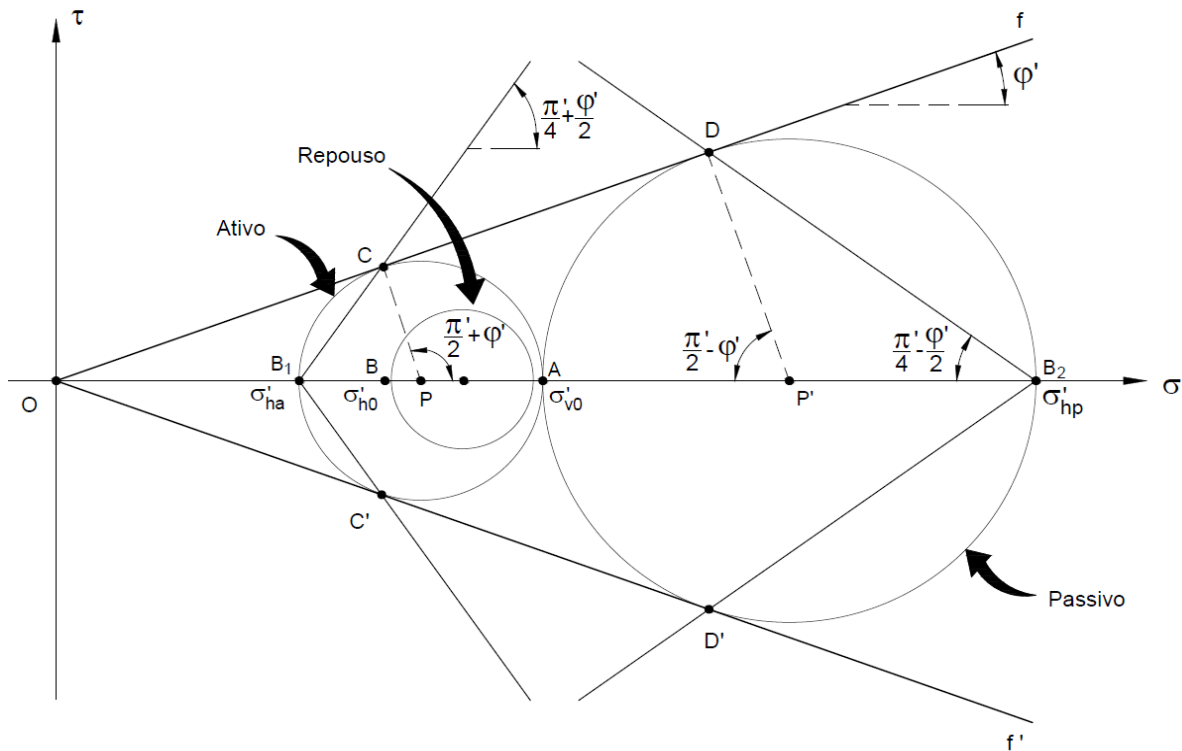


Figura 18 – Círculos de Mohr representativos dos estados limites e de repouso

2.2. Cálculo de Empuxos em Condição Estática

Conforme explicado no item 3.1, uma estrutura de contenção pode sofrer dois tipos de interação, ativa ou passiva. Segundo FERNANDES (2011), esses casos de interação solo-estrutura são problemas altamente hiperestáticos; os empuxos não podem ser calculados apenas com as equações da estática, pois dependem das relações tensão-deformação-resistência do solo e, naturalmente, da própria estrutura. Atualmente, estes problemas podem ser tratados usando métodos numéricos de análise, como o método dos elementos finitos.

Ainda segundo o autor, muitas situações podem ser tratadas de forma satisfatória com base apenas na avaliação da força mínima e/ou da força máxima de interação solo-estrutura, designados por empuxo ativo e empuxo passivo, respectivamente. A avaliação destas forças é objeto de soluções cientificamente sustentadas, como a teoria de COULOMB (1776) e a teoria de RANKINE (1857).

2.2.1. Método de Rankine

O método permite calcular para uma de determinada profundidade o empuxo sobre o paramento estrutural. As tensões horizontais calculadas podem ter natureza ativa e passiva, e representam, respectivamente, o limite inferior e superior das tensões provocadas pela interação entre o solo e a estrutura.

O método baseia-se nas seguintes hipóteses:

- O solo é um material homogêneo;
- O solo não é coesivo;
- O solo encontra-se seco;
- A superfície do terreno é horizontal;
- O paramento é vertical e rígido;
- A superfície horizontal não é carregada;
- O atrito entre o paramento e o solo adjacente é nulo.

Os valores dos coeficientes de empuxo ativo e passivo k_a e k_p são facilmente deduzidos a partir da Figura 18, que apresenta os estados de equilíbrio limite ativo e passivo:

$$k_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'} \quad (9)$$

$$k_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 + \text{sen } \varphi'}{1 - \text{sen } \varphi'} \quad (10)$$

onde: φ' é o ângulo de atrito efetivo do solo.

A Figura 19 apresenta os diagramas de empuxo para o estado limite ativo e estado limite passivo de um solo granular, homogêneo, submerso e de superfície horizontal, sobre um paramento vertical e liso. Os empuxos são calculados através do peso específico do solo e dos coeficientes de empuxo ativo e passivo k_a e k_p . As resultantes E_a (empuxo ativo) e E_p (empuxo passivo) são calculadas através da integração das pressões ao longo da profundidade h e atuam a $1/3 h$.

As hipóteses simplificadoras do método de Rankine são, entretanto, extremamente ideais. A teoria foi, portanto, generalizada para ser normalmente associada à prática da engenharia, introduzindo situações mais complexas, tais como:

- Atuação de sobrecargas uniformes na superfície do terreno;
- Maciços estratificados;
- Maciços com nível freático;
- Solos com coesão;
- Maciços com superfície inclinada adjacente a paramento vertical;
- Maciços com superfície inclinada adjacente a paramento não vertical;
- Consideração do atrito entre o solo e o paramento.

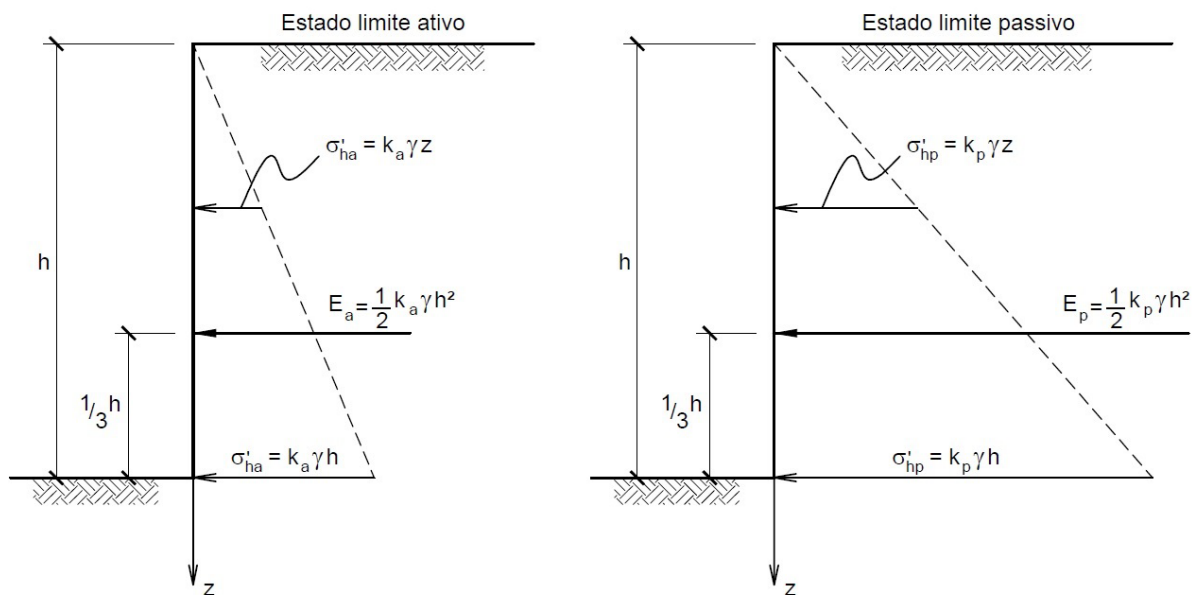


Figura 19 – Diagramas de empuxos ativo e passivo para um solo granular, homogêneo, submerso e de superfície horizontal, sobre um paramento vertical e liso
(adaptado de FERNANDES, 2011)

Com relação ao método de Rankine, cabe acrescentar que a consideração de atrito nulo entre o paramento do muro e o solo do retroaterro não é real, sempre existindo a mobilização de tensões cisalhantes no contato solo-muro;

Mais informações a respeito do método podem ser obtidas em TERZAGHI & PECK (1967).

2.2.2. Método de Coulomb

COULOMB (1776) formulou a primeira teoria científica de avaliação dos empuxos de terras em equilíbrio limite. Seu método original, desenvolvido anteriormente à apresentação dos conceitos de equilíbrio limite ativo e passivo introduzidos por Rankine quase um século mais tarde, consistia na avaliação das forças limite mínima e máxima de interação solo-paramento (adaptado de FERNANDES, 2011).

O método baseia-se nas seguintes hipóteses:

- O solo é um material homogêneo;
- O solo não é coesivo;
- A resistência ao cisalhamento é mobilizada instantaneamente;
- O solo encontra-se seco;
- O atrito entre o paramento e o solo adjacente tem valor não nulo.

O método admite que a cunha de terras que condiciona a força limite de interação com o paramento do muro é limitada por uma superfície plana que passa no pé do paramento. Para determinar essa força, admite que a cunha está em situação de deslizamento iminente ao longo da superfície mencionada e ao longo do próprio paramento. Conhecidos os ângulos de atrito do solo e da interface solo-paramento, a hipótese de deslizamento torna o problema estaticamente determinado, permitindo o cálculo da força limite de interação.

A superfície que define a cunha de solo é, em princípio, desconhecida. Sua determinação é feita por tentativas, permitindo a obtenção de uma série de valores de empuxo. Nos problemas de natureza ativa (Figura 20), onde a estrutura suporta o solo, o valor do empuxo será o maior encontrado na série calculada. Por outro lado, nos problemas de natureza passiva (Figura 21), em que o solo suporta a estrutura, o valor será o menor da série.

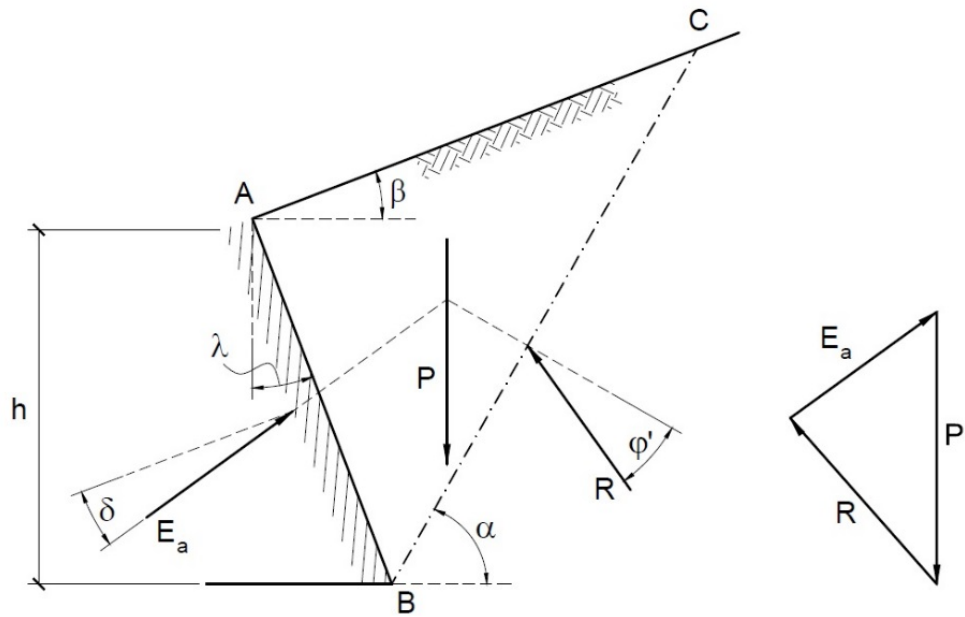


Figura 20 – Método de Coulomb para o caso ativo

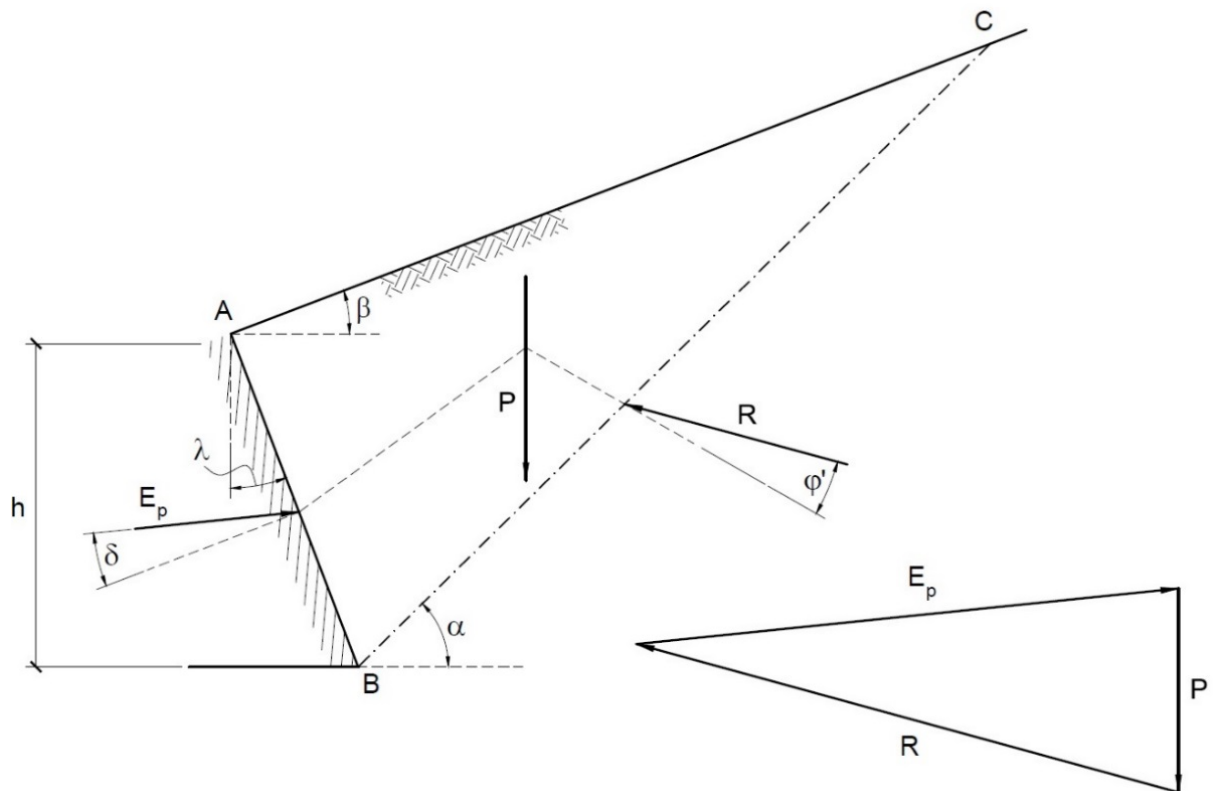


Figura 21 – Método de Coulomb para o caso passivo

A base do método consiste na busca do valor do ângulo α formado entre a horizontal e a superfície de deslizamento da cunha de solo. Os valores dos coeficientes de empuxo ativo e passivo k_a e k_p podem ser determinados analiticamente na hipótese simplificada, considerando solo não coesivo e superfícies retilíneas para o paramento e para o terrapleno.

A Figura 22 apresenta os parâmetros envolvidos, que são: a altura da contenção h , os ângulos que definem a geometria da cunha α , β e λ e o ângulo de atrito efetivo do solo φ' . O peso P é calculado em função do peso específico do solo do retroaterro γ . O valor do empuxo é calculado atendendo ao polígono de forças, resultando na Equação 11:

$$E = \frac{W \operatorname{sen}(\alpha - \varphi')}{\cos(\alpha - \varphi' - \delta - \lambda)} \quad (11)$$

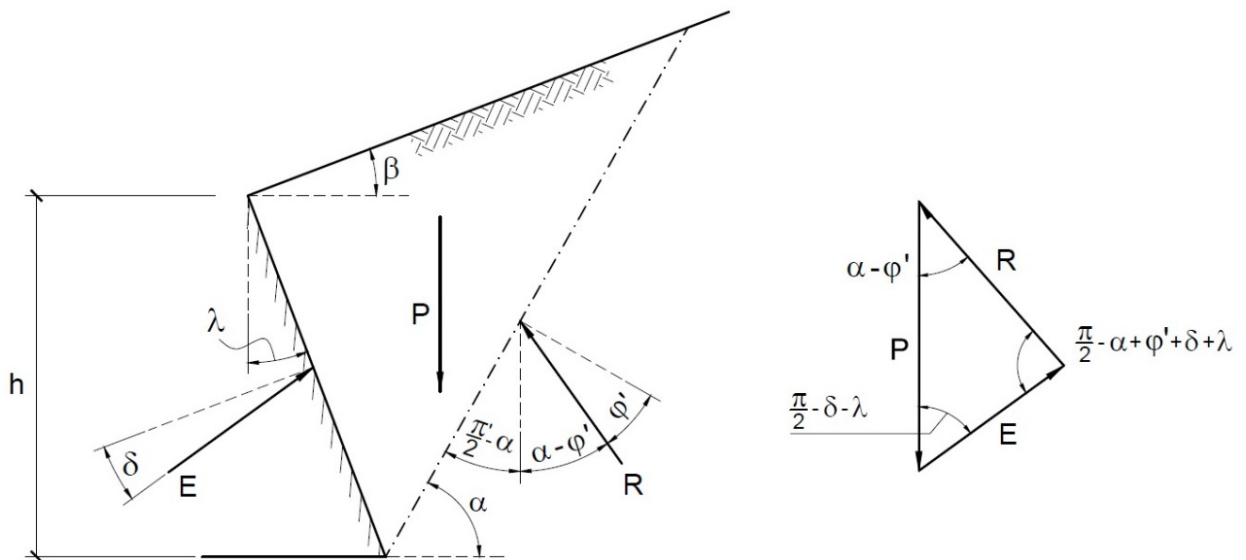


Figura 22 – Método de Coulomb – solução analítica

A dedução das expressões dos coeficientes de empuxo ativo e passivo leva em consideração a variabilidade do ângulo α formado entre a horizontal e a superfície da cunha de solo. Calculando-se a derivada da Equação 12, que determina o valor do empuxo, e igualando a zero, obtém-se o valor máximo do empuxo e o valor do coeficiente de empuxo ativo correspondente k_a (Equação 12).

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \left(\frac{\operatorname{sen}(\varphi' + \delta) \operatorname{sen}(\varphi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (12)$$

Procedendo-se analogamente para o caso passivo, obtém-se o valor do coeficiente de empuxo ativo correspondente k_p (Equação 13).

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda) \left[1 - \left(\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (13)$$

Se $\beta = \lambda = \delta = 0$ os valores dos coeficientes de empuxo ativo e passivo k_a e k_p equivalem aos do método de Rankine.

As hipóteses simplificadoras do método de Coulomb, assim como as do método de Rankine, demandam a complementação do método através de generalizações, aproximando a metodologia das situações reais da engenharia. A teoria foi, portanto, generalizada para ser normalmente associada à prática da engenharia, introduzindo situações mais complexas, tais como solos com coesão e a atuação de sobrecargas uniformes na superfície do terreno.

Com relação ao método de Coulomb, cabe acrescentar algumas observações e limitações:

- Os valores obtidos no cálculo do empuxo ativo são muito próximos àqueles calculados com métodos numéricos que obedecem a condições de equilíbrio e de compatibilidade do problema (adaptado de UBILLÚS, 2010);
- Para determinar o valor da força limite (ou empuxo) assume-se uma superfície de ruptura plana. No caso ativo, a curvatura da superfície real de ruptura é pequena e o erro envolvido é desprezível. No caso passivo, contudo, o erro em se arbitrar a superfície plana só é pequeno somente para valores de $\delta < \varphi'/3$;
- O método envolve a consideração da estabilidade da cunha de solo adjacente ao paramento considerando somente o equilíbrio das forças atuantes na cunha de solo. Com isso, verifica-se que não é exato pois desconsidera o equilíbrio dos momentos.

Mais informações a respeito do método de Coulomb podem ser obtidas em TERZAGHI & PECK (1967).

3. ANÁLISE NUMÉRICA DE MUROS DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO SÍSMICA

O presente capítulo trata da análise numérica de muros de gravidade submetidos a condições sísmicas. Apresenta, primeiramente, as metodologias disponíveis para a análise de muros de gravidade, descrevendo brevemente os métodos pseudo-estáticos, elásticos e elastoplásticos.

Visto que a análise numérica é uma técnica usada na solução de um problema elastoplástico e que esse foi o método utilizado na presente dissertação, apresentam-se os aspectos relacionados à modelagem numérica em condição de sismo, tais como a consideração do amortecimento do solo, as metodologias de incorporação da ação sísmica em modelos numéricos e demais condições de contorno.

3.1. Análise de Muros de Gravidade em Condição Sísmica

As metodologias de análise de um muro de gravidade são divididas em três tipos:

- Análises pseudo-estáticas
- Análises elásticas
- Análises elastoplásticas.

3.1.1. Análises Pseudo-estáticas

As análises pseudo-estáticas são simples, baseadas na incorporação dos efeitos do terremoto através de forças fictícias estáticas adicionadas ao modelo. Essas forças fictícias são chamadas forças de inércia, e são calculadas através do produto do peso do muro de gravidade por um fator adimensional designado coeficiente sísmico. Esses coeficientes consistem na razão entre uma aceleração máxima adotada para a análise da estrutura pela aceleração da gravidade. Segundo TERZAGHI *apud* MOROTE (2006), esse conceito para análise dos efeitos dos terremotos em taludes é muito impreciso. Mesmo assim, métodos como o Mononobe-Okabe, baseado nos trabalhos de OKABE (1926) e de MONONOBE e MATSUO (1929), encontram-se como diretrizes no dimensionamento de muros de gravidade em normas técnicas internacionais como o EUROCÓDIGO 8 (EN 1998-1).

3.1.2. Análises Elásticas

As análises elásticas são utilizadas em estruturas com deslocamentos relativamente pequenos entre o solo e a estrutura de suporte. Nessa análise, admite-se a hipótese de que o comportamento do solo e do muro é linear-elástico. Segundo UBILLÚS (2010) o método de WOOD (1973) é o mais utilizado nessa categoria. Wood determinou o valor do empuxo ativo e do momento de tombamento dinâmico atuante no pé de uma cortina rígida e lisa, assumindo que as tensões horizontais atuantes podem ser obtidas da solução elástica para o problema de uma aceleração horizontal constante aplicada ao longo da profundidade do solo.

3.1.3. Análises Elastoplásticas

As análises elastoplásticas são mais complexas, pois necessitam de técnicas numéricas para determinação da solução de um problema. Nessa abordagem, o comportamento tensão-deformação do solo é regido por um modelo constitutivo elastoplástico.

O método dos elementos finitos constitui uma das ferramentas mais utilizadas e disponíveis a engenheiros projetistas e pesquisadores para a solução desses problemas, incluindo a análise de muros de gravidade em condições sísmicas. A disponibilização dos softwares computacionais, entretanto, não diminui a complexidade envolvida nesse tipo de análise, face às diversas condições de contorno envolvidas nesse tipo de modelagem. Maiores informações sobre essas condições são apresentadas no Item 4.2.

3.2. Aspectos da Modelagem Numérica de Solos em Condição Sísmica

No presente item são apresentados alguns aspectos relativos à modelagem de solos em condição sísmica. São eles:

- Critérios de discretização da malha de elementos finitos;
- Amortecimento do solo;
- Utilização de contornos amortecedores;
- Parâmetros de movimento devido ao sismo;
- Metodologia de introdução do carregamento sísmico ao modelo.

3.2.1. Critérios de Discretização da Malha de Elementos Finitos

O tamanho do elemento finito é uma característica que requer cuidado no momento da discretização da malha. KUHLEMEYER e LYSMER (1973) constataram que o tamanho do elemento na direção da propagação da onda tem influência nos resultados da análise dinâmica, visto que grandes elementos seriam incapazes de transferir movimentos sob altas frequências. Os autores propuseram que o tamanho do elemento não deve ser maior que 1/8 do menor comprimento de onda.

Recomenda-se o emprego de uma variação gradual do tamanho dos elementos finitos, reduzindo possíveis e significativas reflexões na interface entre os elementos de diferentes tamanhos. Essa recomendação, embora não elimine totalmente a ocorrência do fenômeno, reduz significativamente seu impacto nos resultados do modelo (CELEP e BAZANT, 1983 e MULLEN e BELYTCHKO, 1982).

3.2.2. Amortecimento do Solo

A resposta de uma massa do solo quando submetido a um carregamento dinâmico depende da rigidez do solo e de seu amortecimento.

Segundo MADABHUSHI (1994), a rigidez do elemento de solo depende de seu índice de vazios e da tensão confinante a qual o elemento está submetido. No caso de solos granulares saturados, a rigidez depende, também, do excesso de poropressão gerado por um terremoto.

A amortecimento do solo é o processo no qual o movimento imposto em uma massa de solo perde sua amplitude. Os principais tipos de amortecimento são:

- Amortecimento por Radiação ou Geométrico;
- Amortecimento Histerético ou Material; e
- Amortecimento Visco-elástico.

3.2.2.1. Amortecimento por Radiação ou Geométrico

O amortecimento por radiação ou geométrico ocorre em meios contínuos e relaciona a diminuição da amplitude do movimento cíclico com a dissipação de energia elástica à medida que a onda que se propaga num meio se afasta da fonte de origem.

3.2.2.2. Amortecimento Histerético ou Material

O amortecimento histerético ou material ocorre em meios que não possuem comportamento elástico perfeito, e as perdas ocorrem devido à inelasticidade e/ou viscosidade do material. O nome histerético é hoje impróprio, porque todos os tipos de amortecimento interno estão associados com os efeitos da curva de histerese do material (Figura 23), segundo SILVA *apud* COSSOLINO (2010). A área da curva de histerese é igual ao trabalho feito pela força de amortecimento. Logo, essa é a energia dissipada pelo movimento.

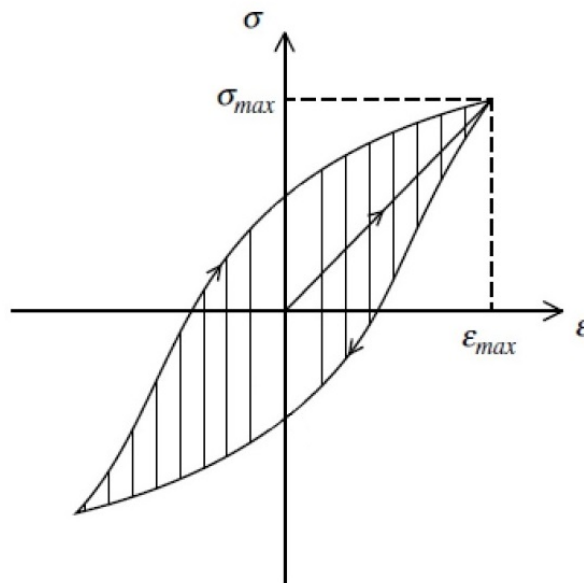


Figura 23 – Curva de histerese típica para um material
(adaptado de COSSOLINO, 2010)

Em modelos com deformações muito pequenas a perda por histerese é mínima, pois o material comporta-se como elástico, e as perdas ocorrem, como dito anteriormente, pela inelasticidade do material. Aumentando-se as deformações, o comportamento passa a ser mais inelástico, aumentando a energia perdida devido à histerese.

3.2.2.3. Amortecimento Visco-elástico

Um dos modelos de consideração do amortecimento de um sistema é o modelo visco-elástico. Nesse modelo, o amortecimento é viscoso e existe uma força de atrito que se opõe ao movimento.

Considerando-se um sistema de um grau de liberdade com amortecimento, essa força de atrito é proporcional à velocidade e pode ser descrita pela Equação 14:

$$F = -c \cdot \dot{u} \quad (14)$$

onde:

c é o amortecimento do sistema

\dot{u} é a velocidade do movimento.

CLOUGH e PENZIEN (1993) apresentaram a Equação diferencial clássica do movimento dinâmico de um sistema de um grau de liberdade, sujeito a uma aceleração na base $\ddot{u}_g(t)$, conforme a Equação 15:

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = -m \ddot{u}_g(t) \quad (15)$$

onde:

t é o tempo;

$\ddot{u}_g(t)$ é a função que representa o histórico de acelerações incorporado na base do sistema;

$\ddot{u}(t)$ é a aceleração ao longo do tempo;

$\dot{u}(t)$ é a velocidade ao longo do tempo;

$u(t)$ é o deslocamento ao longo do tempo;

m é a massa do sistema;

c é o amortecimento do sistema;

k é a rigidez do sistema;

Dividindo-se todos os termos da Equação (15) por m , tem-se:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi \dot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (1) \quad (6)$$

onde:

ξ é a razão de amortecimento, conforme apresentado na Equação 17:

$$\xi = \frac{c}{2m} \quad (1) \quad (7)$$

ω_n é a frequência natural do sistema em vibração livre, não amortecido, conforme mostra a Equação 18:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1) \quad (8)$$

Portanto, para uma dada aceleração $\ddot{u}_g(t)$, a resposta do sistema depende da frequência natural de vibração ω_n e da razão de amortecimento ξ .

Um sistema pode ser classificado em três classes distintas, de acordo com o nível de amortecimento do sistema, podendo ser sub-amortecido ($0 < \xi < 1$), amortecimento crítico ($\xi = 1$) e super-amortecido ($\xi > 1$). Estruturas usuais enquadram-se, geralmente, na classe de sistemas sub-amortecidos ($\xi < 1$).

Um dos métodos de determinação da frequência natural de um sistema é o Método de *Rayleigh*. Esse é um método aproximado, que considera um modelo visco-elástico e admite que a matriz de amortecimento $[C]$ pode ser determinada pela seguinte relação, apresentada na Equação 19:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (19)$$

onde:

$[M]$ é a matriz de massa

$[K]$ é a matriz de rigidez

α e β são os coeficientes de amortecimento de *Rayleigh*.

Se a frequência natural do sistema é conhecida, é possível determinar os valores dos coeficientes de *Rayleigh*. Se a frequência natural não é conhecida, um dos métodos que pode ser empregado para sua determinação é a aplicação de uma carga pulso no sistema para que ocorra a vibração livre, desconsiderando o amortecimento dos materiais envolvidos.

Os coeficientes α e β são determinados para sistemas amortecidos, onde a amplitude dos deslocamentos diminui ao longo do tempo, como consequência da perda de energia. A Figura 24 apresenta a representação de um sistema visco-elástico com amortecimento, onde pode ser observada a redução da amplitude de movimento ao longo do tempo.

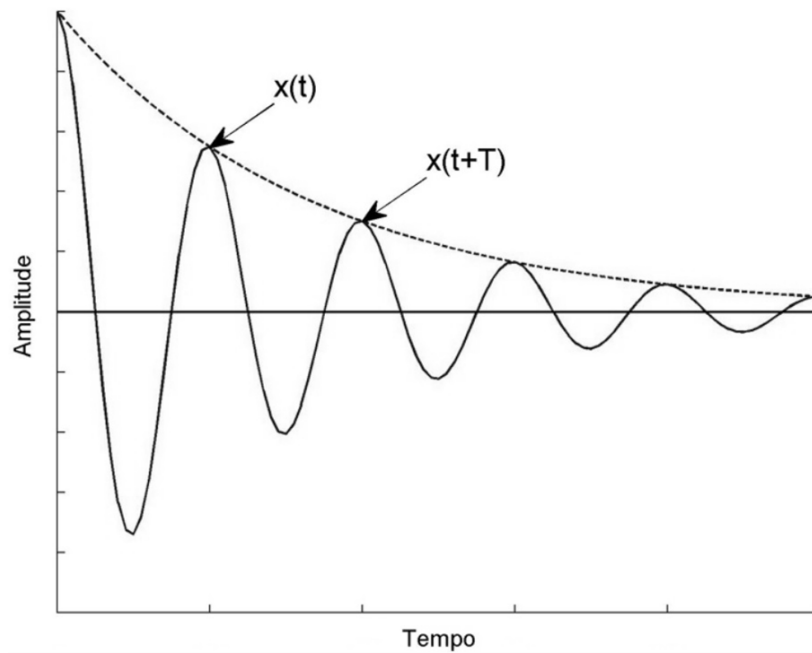


Figura 24 – Curva de amplitude ao longo do tempo para um sistema amortecido

As frequências amortecidas ω_i associadas às razões de amortecimento ξ_i podem ser determinadas através do Método do Decremento Logarítmico (SILVA, 2007). O método determina uma taxa de redução logarítmica relacionada com a redução da amplitude do movimento provocado pela excitação de um sistema de um grau de liberdade por uma carga pulso. Mais informações podem ser obtidas em SILVA (2007).

Dessa forma, o valor da frequência natural amortecida ω_d é calculado a partir da frequência natural do sistema em vibração livre ω_n e da razão de amortecimento ξ , conforme indicado na Equação 20:

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (20)$$

WOODWARD e GRIFFITHS (1996) propuseram as equações 21 e 22 para a determinação dos coeficientes de amortecimento de *Rayleigh*. Os valores de α e β podem ser determinados através de valores de frequências ω_1 e ω_2 em modos de vibração quaisquer, associadas a uma razão de amortecimento ξ , considerado constante em todo o modelo.

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2\xi \left(\frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \right) \quad (21)$$

$$\beta = 2\xi \left(\frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \right) \quad (22)$$

BRIEKGREVE (2002) apresentou outra metodologia para determinação dos coeficientes de amortecimento de *Rayleigh*. Os valores de α e β , nesse caso, podem ser estimados através da resolução do sistema linear da Equação 23, desde que conhecidos os valores de duas frequências em modos de vibração quaisquer e de coeficientes de amortecimento correspondentes a cada uma dessas frequências conhecidas.

$$\begin{pmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2\omega_1} & \frac{\omega_1}{2} \\ \frac{1}{2\omega_2} & \frac{\omega_2}{2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} \quad (23)$$

onde:

ξ_1 e ξ_2 são os valores de razão de amortecimento associados às frequências ω_1 e ω_2 , de valores conhecidos.

3.2.3. Utilização de Contornos Amortecedores

Ao optar por contornos amortecedores, um amortecedor é usado no limite do modelo em vez de aplicar uma restrição em uma determinada direção. O amortecimento implementado ao contorno garante que qualquer aumento de tensão que ocorre naquela região do modelo é absorvida pelo contorno amortecedor.

A utilização de contornos amortecedores é um método descrito por KUHLEMEYER e LYSMER *apud* BRIEKGREVE (2002). As componentes normal σ_n e de cisalhamento τ absorvidas pelo amortecimento na direção horizontal são expressas pelas equações 24 e 25:

$$\sigma_n = -c_1 \rho V_p \dot{u} \quad (24)$$

$$\tau = -c_2 \rho V_s \dot{u} \quad (25)$$

onde:

c_1 e c_2 são os coeficientes de amortecimento do contorno amortecedor.

A experiência revela que o uso de c_1 e c_2 iguais a 1 e 0,25, respectivamente, resultam em uma absorção razoável de ondas nos limites laterais do modelo.

3.2.4. Parâmetros de Movimento devido ao Sismo

Os parâmetros associados ao movimento cíclico podem ser a aceleração, a velocidade ou o deslocamento. Na engenharia, o mais importante deles é a aceleração, mais precisamente o histórico temporal de acelerações, ou acelerogramas.

A Figura 25 apresenta um acelerograma de uma das direções do plano horizontal, dos primeiros 30 segundos de um terremoto ocorrido em Berkeley, na Califórnia, no dia 21 de abril de 2006. Esse terremoto teve magnitude de momento M_W igual a 3,57. O registro foi efetuado em uma estação cuja distância ao epicentro era de 3 km. A aceleração horizontal de pico, ou seja, máximo valor absoluto da aceleração horizontal registrado durante o terremoto, foi de 16,5 cm/s², e ocorreu aos 15,7s do evento sísmico.

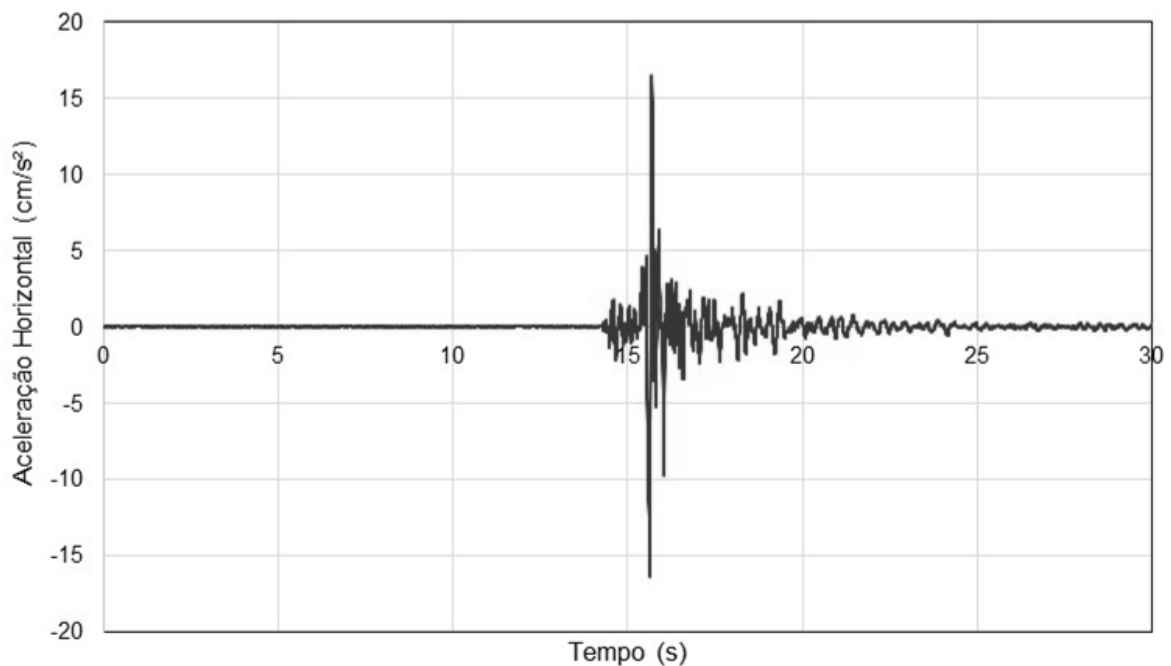


Figura 25 - Acelerograma do terremoto de 21 de abril de 2006 em Berkeley, Califórnia (fonte: USGS)

3.2.4.1. Registro de Eventos Sísmicos Reais

Os acelerogramas podem ser obtidos através de registros de terremotos reais ou podem ser gerados artificialmente. A geração de acelerogramas artificiais não é simples, pois a previsão de movimentos no terreno precisa ser consistente com sismos reais da zona sísmica em análise (adaptado de LOAYZA, 2009). Quando

derivados, os dados das acelerações artificiais devem apresentar histórias no tempo de velocidades e deslocamentos aceitáveis, e esse é um desafio nesse tipo de estimativa.

Para registrar todo o evento sísmico, são necessários três registros diferentes, pois para cada terremoto as leituras são efetuadas em três direções ortogonais, sendo uma delas vertical e outras duas atuantes no plano horizontal. A Figura 26 apresenta um exemplo desses acelerogramas, com os registros do terremoto de 11 de março de 2011, ocorrido no Japão. Os dados foram coletados na estação sismográfica em Sendai, cidade a 118 km a oeste do epicentro do terremoto. A magnitude do evento sísmico foi igual a $M_W = 8,9$, chegando ao topo da escala Richter (CESMD, 2014).

Institutos especializados no monitoramento e estudo de terremotos possuem banco de dados virtuais onde disponibilizam acelerogramas de evento sísmicos de todo o mundo. Dentre esses bancos de dados está o do *Center of Engineering Strong Motion Data* (CESMD), um centro de cooperação de diversos institutos, tais como o *California Integrated Seismic Network* (CISN) e o *National Earthquake Information Center* (NEIC), operado pelo *United States Geological Survey* (USGS).

No banco de dados do CESMD podem ser obtidos os acelerogramas registrados pelas estações sismológicas do USGS. Os acelerogramas do USGS são disponibilizados em arquivos que utilizam linguagem FORTRAN (*IBM Mathematical Formula Translation System*) e possuem extensão SMC. Cada arquivo apresenta, além dos dados de leitura das acelerações a cada 0,05s, todas as características do terremoto, como data, localização, magnitude, epicentro, direção e o valor da aceleração horizontal de pico. Além de acelerogramas, o USGS disponibiliza também os históricos de deslocamentos e velocidades no tempo para cada evento sísmico. Os acelerogramas fornecidos apresentam dados já corrigidos quanto à eventual correção da linha base (que consiste na manutenção de velocidade e deslocamento nulo ao final do evento sísmico) e correção para remoção de eventual contaminação por ruídos e correções devidas aos instrumentos de medição (SMC..., 2011).

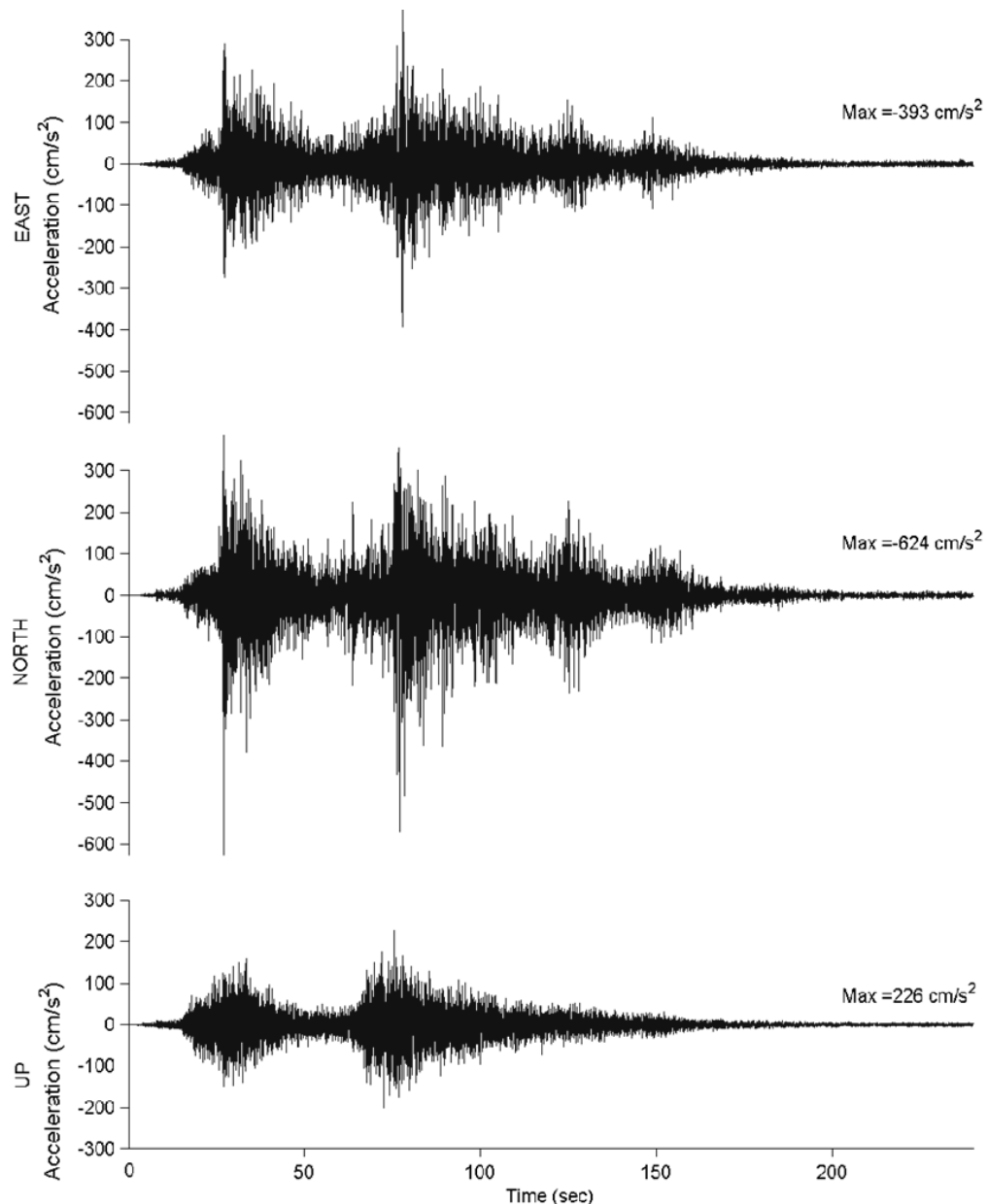


Figura 26 - Acelerogramas de um terremoto ocorrido em 11 de março de 2011, no Japão
(fonte: CESMD)

Os arquivos de extensão .SMC podem ser utilizados na incorporação direta do registro sísmico em modelos computacionais de análise estrutural. Conforme será visto adiante, a opção de incorporar diretamente ao modelo os dados dos arquivos SMC é uma das potencialidades do software computacional Plaxis, de elementos finitos, na análise de problemas geotécnicos em situação de sismo. Outros tipos de arquivos com acelerogramas reais encontram-se disponíveis no banco de dados da CESMD e USGS, e os dados podem ser facilmente convertidos para planilhas ou arquivos de texto em formatos digitais possíveis de serem incorporados a diferentes softwares computacionais.

3.2.4.2. Aceleração Normalizada

Aceleração normalizada a_{norm} é a razão entre o valor original de uma aceleração $a_{original}$ e o valor da aceleração da gravidade g (ver Equação 26). O valor normalizado, adimensional, é frequentemente utilizado para a classificação de terremotos e na especificação da aceleração espectral em normas técnicas, tal qual ocorre na ABNT NBR 15421:2006 - Projeto de estruturas resistentes a sismos.

$$a_{norm} = \frac{a_{original}}{g} \quad (26)$$

A Figura 27 apresenta um exemplo da utilização de valores de aceleração normalizados, utilizados na especificação dos valores de aceleração sísmica horizontal normalizada característica a_g , por zona sísmica brasileira, presente na norma brasileira.

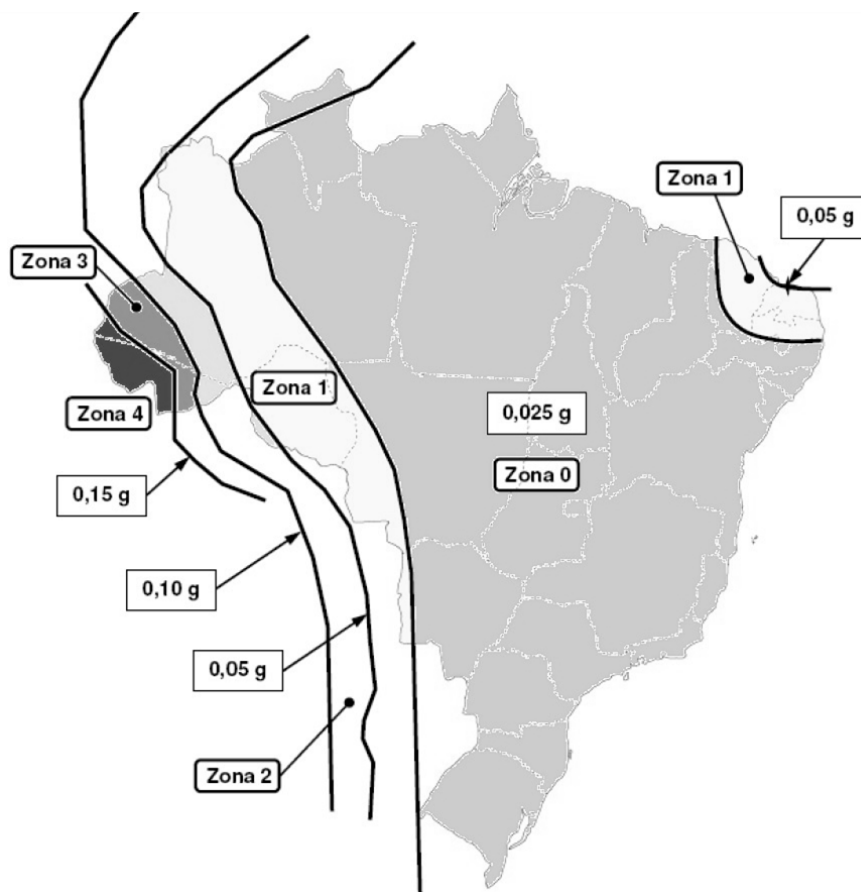


Figura 27 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica a_g no Brasil
(Adaptado de ABNT NBR 15421:2006)

3.2.4.3. Acelerograma Normalizado

Uma das principais características de um acelerograma é sua aceleração máxima. Essa característica pode ser apresentada de duas formas: pelo seu valor real ou normalizado. O evento sísmico ocorrido em 11 de março de 2011 no Japão (Figura 26), por exemplo, apresentou os valores de aceleração horizontal de pico, nas direções horizontais ortogonais, iguais a $a_{x\ máx} = 393\text{cm/s}^2$ na direção Leste e $a_{x\ máx} = -624\text{cm/s}^2$ na direção Norte. Assim, os valores de aceleração horizontal normalizada de pico seriam iguais a, respectivamente, $a_{x\ máx} = 0,40g$ na direção Leste e $a_{x\ máx} = 0,64g$ na direção Norte.

A normalização também pode ser aplicada a todo um histórico temporal de acelerações, para que a aceleração máxima modificada tenha um valor que represente as características sismológicas de uma determinada região. Nesse caso, cria-se um acelerograma normalizado. O procedimento é simples, bastando multiplicar todos os valores das acelerações originais $a_{original}(t)$ ao longo do tempo por um fator de escala, tal que o valor da aceleração máxima modificada (ou normalizada) $a_{máx\ norm}$ seja o desejado. O fator de escala é calculado pela razão entre o valor da aceleração máxima modificada (ou normalizada) $a_{máx\ norm}$ e o valor da aceleração máxima original do acelerograma $a_{máx\ original}$, como pode ser observado na Equação 27.

$$a_{norm}(t) = a_{original}(t) \times \frac{a_{máx\ norm}}{a_{máx\ original}} \quad (27)$$

Não existem registros reais de acelerações em número suficiente para representar a atividade sísmica em todas as localidades da Terra. Além disso, todo e qualquer registro de terremoto sofre a influência da localização do epicentro nos valores medidos, inclusive na aceleração.

Diante disso, a normalização de acelerogramas apresenta-se como uma potencial ferramenta na análise numérica em condições dinâmicas, permitindo o ajuste de históricos temporais de acelerações para os valores desejados quanto à sismicidade do local da estrutura em análise e com relação às normas vigentes.

3.2.5. Incorporação da Ação Sísmica em Modelos Numéricos

Apesar da importância da caracterização de um terremoto por sua intensidade ou magnitude, essa classificação não é suficiente para avaliar o impacto de um sismo no maciço de solo ou estrutura. Qualquer projeto de engenharia para o qual seja necessário a verificação e dimensionamento em condição de sismo precisa adotar uma metodologia adequada de incorporação da ação sísmica.

Tratando-se de obras de engenharia diferenciadas, como usinas nucleares, barragens, contenções e edifícios muito altos, torna-se necessária uma análise criteriosa, que considere a incorporação ao modelo dos movimentos provocados pelo terremoto. Assim, os ciclos de carregamento e descarregamento devido ao movimento cíclico provocado pelo terremoto são reproduzidos, sendo possível avaliar possíveis deformações permanentes significativas e a consequente ruptura.

A principal metodologia adotada na introdução de movimentos cíclicos a um modelo numérico que simule uma camada de solo submetida a um terremoto é a introdução do movimento na base do modelo, cuja característica seja relativa à zona sísmica da estrutura em análise. Nessa metodologia, considera-se que a camada de solo está assente sobre substrato rígido. Se a rocha encontra-se tão profunda a ponto de tornar-se impraticável um modelo com uma camada de solo tão espessa, define-se um modelo numérico com uma profundidade tal que o movimento não seja influenciado por estruturas ou características topográficas.

O movimento na camada de solo é provocado pela propagação das ondas de cisalhamento, tal qual ocorre nas camadas da Terra quando da ocorrência de fenômenos sísmicos. Essa propagação depende da densidade do solo, da rigidez e do amortecimento.

O valor do movimento introduzido na base do modelo não é, por razões óbvias, o mesmo valor atuante numa estrutura mais próxima à superfície da camada de solo. As ondas sísmicas se propagam ao longo da altura da camada de solo e sofrem os efeitos do amortecimento inerente ao solo. A adequada modelagem do amortecimento do solo deve levar em consideração duas componentes de amortecimento: por histerese e por radiação. Além do amortecimento, o movimento sísmico aplicado na base do modelo também sofre o efeito de amplificação sísmica, que consiste no aumento das amplitudes de movimento com o afastamento da onda com relação à base do modelo onde foi introduzida a ação sísmica.

A Figura 28 apresenta um esquema de um modelo de elementos finitos utilizado para uma análise numérica em condição sísmica (lembrando que a malha de elementos é representativa). O histórico de movimentos pode ter como origem um registro real de um terremoto ou ser gerado artificialmente, por métodos analíticos.

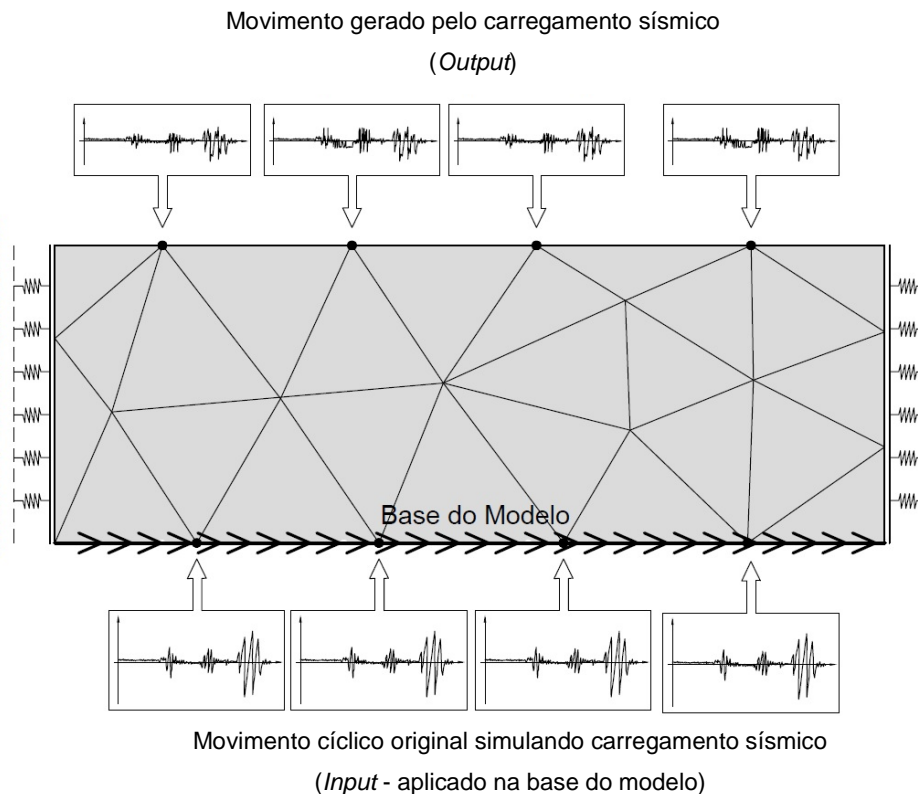


Figura 28 – Modelo numérico com carregamento sísmico aplicado na base

Quando o dimensionamento da estrutura for atender a padrões normativos, os valores do movimento ao longo do tempo introduzidos na base do modelo numérico devem ser multiplicados por um fator de escala, de forma que a resposta do modelo seja compatível com uma função de espectro de projeto. O espectro de projeto é uma função que envolve o efeito de todos os terremotos com uma dada probabilidade de ocorrer numa determinada zona sísmica e constitui a condição limite de dimensionamento da estrutura, definida por norma. É definida a partir das características da zona sísmica da estrutura em análise e do solo de fundação.

A determinação desse fator de escala é complexa, face às diversas condições de contorno do problema, tais como o amortecimento do solo, amplificação dinâmica e influência da geometria do modelo numérico na propagação das ondas sísmicas.

3.3. Metodologia de Análise

Buscando contribuir para o estudo do comportamento de muros de gravidade submetidos a carregamentos sísmicos, procedeu-se um estudo paramétrico submetendo um muro de gravidade a análises dinâmicas. Nesse estudo, serão introduzidos históricos temporais de acelerações horizontais reais normalizados em 5 diferentes valores de aceleração horizontal de pico. O objetivo consiste em avaliar a influência do carregamento sísmico nos deslocamentos horizontais atuantes no paramento do muro, através da comparação dos resultados obtidos nas análises numéricas em condição estática e dinâmica.

O desenvolvimento do estudo seguiu a seguinte metodologia:

- Seleção do caso de um muro de gravidade flexível instrumentado;
- Calibração e validação de um modelo numérico inicial em condição estática, utilizando software computacional de elementos finitos aplicado à Geotecnia;
- Análise do muro de gravidade em condição estática, determinando os deslocamentos horizontais no paramento do muro através do modelo numérico validado previamente;
- Estudo paramétrico do muro em condição dinâmica, determinando os valores dos deslocamentos e acelerações horizontais que ocorrem durante o carregamento sísmico no paramento do muro. O estudo foi efetuado através de análise numérica, e o carregamento sísmico foi introduzido ao modelo utilizando 5 históricos temporais de aceleração horizontal normalizada;
- Discussão dos resultados, envolvendo duas análises: (1) Influência da variação da aceleração horizontal de pico aplicada na base do modelo nos valores dos deslocamentos e acelerações horizontais atuantes no paramento do muro; e (2) Influência do carregamento sísmico nos valores dos deslocamentos horizontais em comparação com a situação estática.

A Figura 29 apresenta o fluxograma da metodologia do estudo apresentado na presente dissertação.

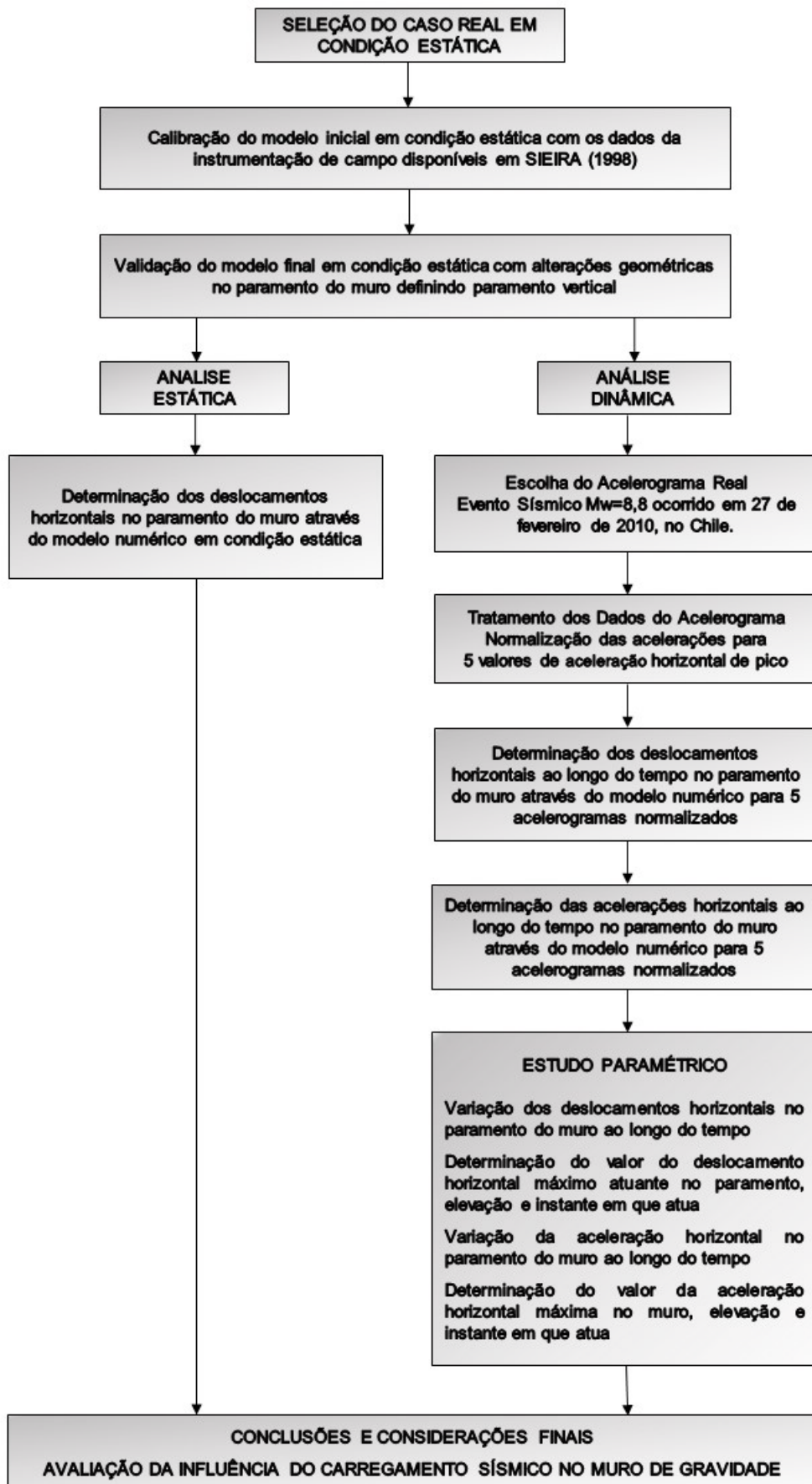


Figura 29 – Fluxograma do estudo realizado na dissertação

4. ANÁLISE DE UM MURO DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO ESTÁTICA

A primeira fase do estudo desenvolvido na presente dissertação foi a calibração de um modelo inicial, em condições estáticas, a partir da reprodução dos deslocamentos horizontais de um muro de gravidade flexível instrumentado.

O objetivo principal da escolha de um caso real para a realização desse estudo foi o fato de ser possível calibrar um modelo numérico com dados dos ensaios de laboratório e dados coletados na instrumentação em campo. A comparação dos resultados de um modelo estático de comportamento conhecido com os obtidos na análise dinâmica permite melhor avaliação qualitativa e quantitativa da influência do carregamento sísmico no muro de gravidade.

4.1. Caso Selecionado para o Estudo

Este muro, do tipo solo-pneus, fez parte de uma pesquisa experimental sobre a utilização de pneus descartados em estruturas de contenção (SIEIRA, 1998).

O muro de solo-pneu foi constituído por camadas horizontais de pneus preenchidos com solo compactado, amarrados entre si com corda de polipropileno. Apresenta uma seção transversal constituída de 6 pneus na base (3,6m) e 4 pneus no topo (2,4m), como ilustrado na Figura 30, e é formado por pneus inteiros, preenchidos com solo compactado e amarrados com corda de polipropileno.

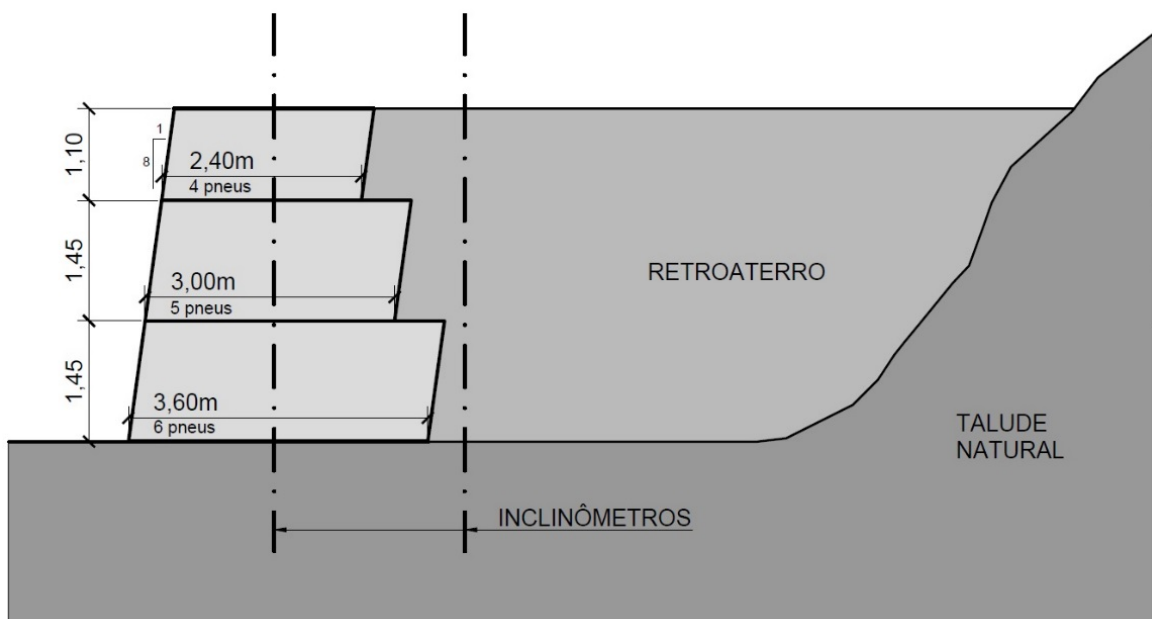


Figura 30 – Seção transversal do muro de gravidade
(adaptado de SIEIRA, 1998)

O comportamento do muro foi monitorado através da instalação de inclinômetros, no muro e no retroaterro. Os inclinômetros são instrumentos que se destinam ao acompanhamento de movimentos horizontais de massas de solo, permitindo detectar uma eventual tendência ao escorregamento de taludes. Mais detalhes sobre os aspectos construtivos, instrumentação de campo e características dos materiais estão apresentados em SIEIRA (1998).

O trabalho de SIEIRA (1998) estabeleceu a magnitude dos parâmetros de deformabilidade (E e ν) do conjunto formado pelos pneus e pelo solo, a partir de simulações numéricas do processo construtivo do muro. Os deslocamentos horizontais previstos nas etapas construtivas foram comparados com os registros de campo. Dessa forma, foram ajustados os valores dos parâmetros de deformabilidade do material solo-pneus considerando o modelo constitutivo linear-elástico para simulação do material composto (pneus e solo).

Utilizando os parâmetros do conjunto solo-pneus e as características do solo de fundação e do retroaterro, procedeu-se à modelagem numérica simulando o processo construtivo do muro. Os resultados de campo dos inclinômetros permitiram a validação do modelo numérico através da comparação com os resultados de campo. A modelagem numérica foi executada utilizando o software computacional *Plaxis* (BRIEKGREVE, 2002), de elementos finitos.

4.2. Software computacional *Plaxis*

A modelagem de problemas geotécnicos demanda a utilização de modelos constitutivos avançados para simular o comportamento não linear, dependente do tempo e a anisotropia de solos e/ou rochas. O software computacional *Plaxis* consiste em um programa que utiliza o método dos elementos finitos e que foi desenvolvido especificamente para análise de deformações e estabilidade de obras geotécnicas (BRIEKGREVE, 2002).

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico utilizado para a análise de meios contínuos. Resumidamente, pode-se dizer que uma das etapas do MEF é discretizar um determinado meio uni, bi ou tridimensional em elementos discretos, formando um malha contínua de elementos finitos de geometria conhecida. Com a discretização em elementos e o modelo constitutivo adequado, a etapa seguinte é a obtenção da matriz de rigidez global do modelo, utilizando as

matrizes de rigidez de cada um dos elementos finitos presentes na malha discretizada. Finalmente, os deslocamentos e tensões são calculados matematicamente utilizando-se a relação tensão-deformação escolhida para o modelo.

No *Plaxis*, os materiais são representados por elementos, de tal forma que a malha gerada se adeque perfeitamente aos interesses da modelagem. Na fase de cálculo, o programa permite o lançamento e/ou escavação de camadas de solo, implantação de elementos estruturais (placas, ancoragens, geossintéticos, etc.), estágios de construção, etapas de adensamento, além da obtenção de fatores de segurança.

O software funciona em ambiente *Windows*, com interface de lançamento de dados de fácil utilização. Subdivide-se em quatro subprogramas: *input*, *calculation*, *output* e *curves*. A descrição breve acerca desses subprogramas encontra-se nos itens 4.2.1 a 4.2.4, com ênfase às informações empregadas no desenvolvimento do presente trabalho.

4.2.1. Subprograma Input

O *input* consiste na entrada de dados. É a etapa de criação do modelo, que consiste dos seguintes passos:

- Escolha do tipo de análise tensão-deformação;
- Desenho da geometria;
- Definição dos materiais e modelos constitutivos;
- Definição das condições de contorno do problema (presença ou não de água e introdução de forças e deslocamentos prescritos);
- Definição de valores para as acelerações horizontal e vertical, no caso de análises pseudo-estáticas.

4.2.1.1. Modelos de análise tensão-deformação

O *Plaxis* apresenta dois modelos quanto à análise tensão-deformação, o modelo de deformação plana e o modelo axissimétrico.

- *Modelo de Deformação Plana*: neste modelo, uma das dimensões do problema é significativamente maior que as demais. As tensões atuam em todas as

direções, mas considera-se que a deformação na direção da maior dimensão é nula (Figura 31). Este modelo é muito utilizado em muros de contenção, que são estruturas corridas com comprimento muito grande com relação à seção transversal.

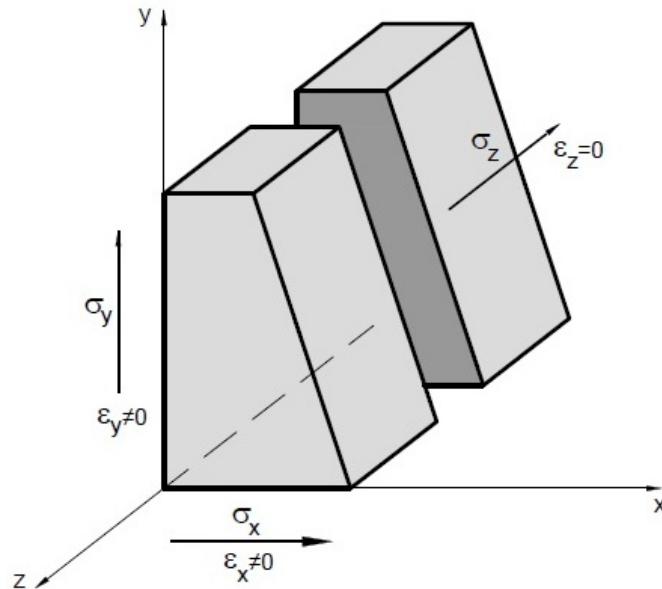


Figura 31 – Estado de deformação plana

- *Modelo Axissimétrico*: o problema apresenta geometria com presença de um eixo de simetria axial (Figura 32). A geometria do modelo numérico é o plano formado entre o eixo de simetria e um eixo radial.

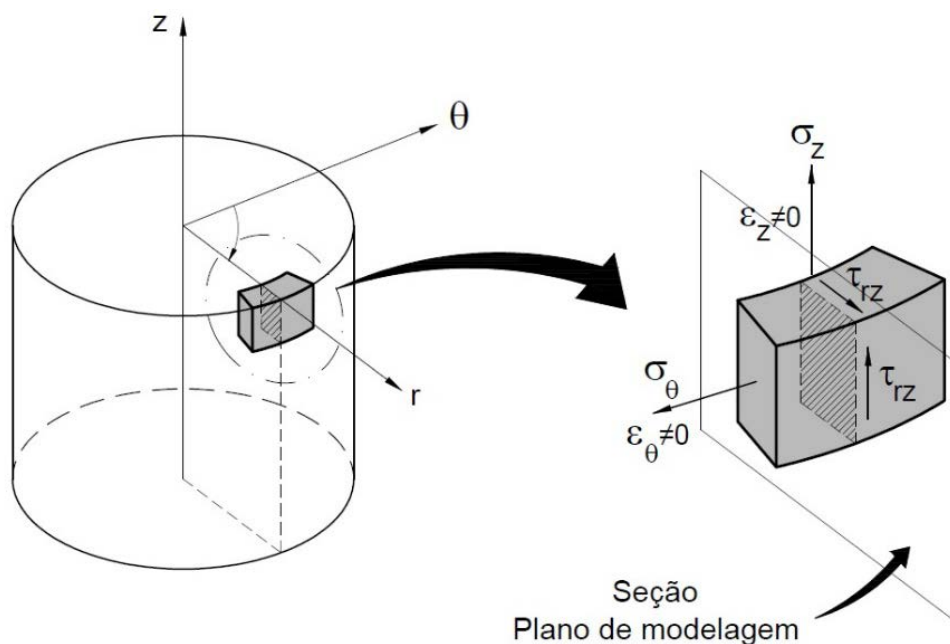


Figura 32 – Estado de axissimetria

4.2.1.2. Geometria

Ao definir a geometria, o usuário dispõe de 5 tipos de elementos para lançamento no programa, são eles:

- *Elementos de placa*: simulam estruturas esbeltas que apresentam rigidez axial e normal elevadas. Os elementos de placa são discretizados em elementos finitos triangulares isoparamétricos de 6 ou 15 nós;
- *Elementos de ancoragem*: simulam ancoragens e suportes com rigidez axial;
- *Elementos geossintéticos*: simulam elementos que apresentam apenas rigidez axial;
- *Elementos de interface*: reproduzem o contato entre diferentes materiais, sendo utilizados em problemas com interação solo-estrutura ou solo-reforço.

O programa efetua automaticamente a geração da malha de elementos finitos, por solicitação do usuário, após a finalização dos processos de introdução da geometria, definição dos materiais e modelos constitutivos, e introdução das condições de contorno. A malha gerada pode ser refinada pelo usuário, tornando os elementos menores e os resultados mais precisos. O refinamento pode ser global ou localizado, permitindo melhor precisão nos resultados em pontos de maior interesse.

4.2.1.3. Materiais e Modelos Constitutivos

Cada elemento definido em um modelo geométrico tem como característica um material. Os materiais se diferenciam a partir das características do problema a ser modelado. A estratigrafia do terreno, estruturas como muros e fundações assentes sobre solo e a simulação de camadas de aterro são exemplos de modelos nos quais tipos diferentes de materiais podem ser definidos.

Para cada material utilizado, alguns parâmetros são fixos e solicitados em todos os modelos constitutivos, como o peso específico do solo γ , coeficiente de empuxo no repouso k_0 e os parâmetros de amortecimento de *Rayleigh* α e β , utilizados em análises dinâmicas. Demais parâmetros são relacionados com o modelo constitutivo.

O *Plaxis* disponibiliza seis modelos constitutivos para representar o comportamento tensão-deformação de um material, descritos a seguir:

- O modelo linear elástico apresenta a relação tensão-deformação regida pela Lei de *Hooke*;
- O modelo de *Mohr-Coulomb*, amplamente conhecido, é um modelo elastoplástico perfeito que considera a hipótese de que o material se comporta como linear-elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de *Mohr-Coulomb*;
- O modelo *Hardening-Soil* é um modelo hiperbólico do tipo elastoplástico que envolve endurecimento por compressão, podendo simular, por exemplo, a compactação irreversível do solo sob compressão primária;
- O modelo *Soft Soil* é um modelo que pode ser utilizado para simular solos moles, tais como argilas e turfas normalmente adensadas, com melhor desempenho em situações de adensamento primário;
- O modelo *Soft Soil Creep* é um modelo baseado na viscoplasticidade, podendo ser utilizado para simular o comportamento em função do tempo de solos moles como argilas e turfas normalmente adensadas;
- O modelo *Jointed Rock* é um modelo elastoplástico anisotrópico, capaz de simular o comportamento de rochas fraturadas ou com estratigrafia.

No presente trabalho, face aos parâmetros disponibilizados para a validação do modelo e levando-se em consideração as expectativas quanto aos resultados, optou-se pela utilização de três modelos constitutivos: o modelo linear-elástico, o modelo de *Mohr-Coulomb* e o modelo *Hardening-Soil*, descritos mais detalhadamente nos itens subsequentes.

- *Modelo linear-elástico*

A relação tensão-deformação no modelo linear-elástico é regida pela Lei de *Hooke*, onde as tensões verticais são proporcionais ao módulo de *Young* E , conforme a Equação 28:

$$\sigma_v = \varepsilon_v E \quad (28)$$

onde:

σ_v é a tensão vertical;

ε_v é a deformação na direção vertical; e

E é o módulo de *Young* ou módulo de deformabilidade.

Por outro lado, as deformações nas direções horizontais são proporcionais ao coeficiente de *Poisson* ν e à deformação vertical ε_v , conforme a Equação 29 abaixo:

$$\varepsilon_h = -\varepsilon_v \nu \quad (29)$$

onde:

ε_h é a deformação na direção horizontal; e

ν é o coeficiente de *Poisson*.

Para representar um material no modelo constitutivo linear-elástico, no *Plaxis*, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros dos materiais no modelo linear-elástico

Parâmetros	Descrição
γ_d	Peso específico seco
γ_{sat}	Peso específico saturado
E	Módulo de deformabilidade ou Módulo de <i>Young</i>
ν	Coefficiente de <i>Poisson</i>

- *Modelo Mohr-Coulomb*

O modelo *Mohr-Coulomb* é um modelo perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo leva em

consideração a hipótese de que o material comporta-se como linear-elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de *Mohr-Coulomb* (Figura 33).

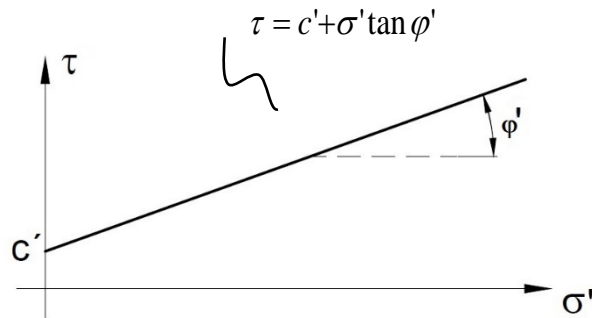


Figura 33 – Envoltória de Mohr-Coulomb

Após atingir a ruptura não ocorre aumento da tensão com o aumento das deformações, como pode ser observado na Figura 34. A superfície de plastificação fixa comprova que não ocorre endurecimento do material devido à sua fase plástica.

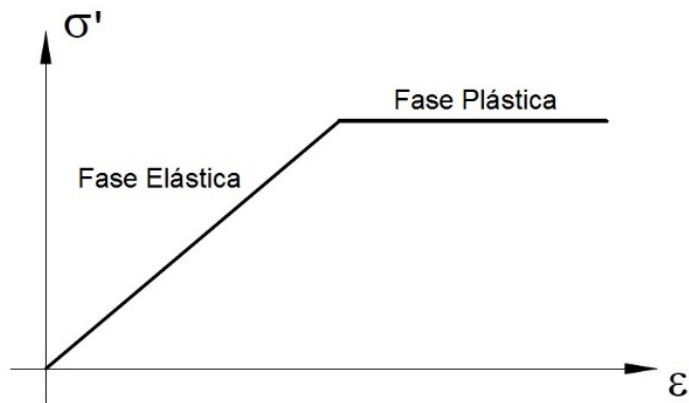


Figura 34 – Relação tensão-deformação para o Modelo Mohr-Coulomb

Para representar um material no modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, no Plaxis, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros dos materiais no modelo *Mohr-Coulomb*

Parâmetros	Descrição
γ_d	Peso específico seco
γ_{sat}	Peso específico saturado
c'	Coesão efetiva
φ'	Ângulo de atrito efetivo
E	Módulo de deformabilidade ou Módulo de <i>Young</i>
ν	Coefficiente de <i>Poisson</i>
ψ	Ângulo de dilatância

- *Modelo Hardening-Soil*

O modelo *Hardening-Soil* é um modelo utilizado para simular o comportamento de solos granulares e coesivos. É um modelo mais avançado que o *Mohr-Coulomb*, disponível no *Plaxis*, por simular o comportamento do solo através da teoria de Plasticidade e não, da teoria da Elasticidade.

Diferentemente do modelo *Mohr-Coulomb*, que considera uma superfície de plastificação fixa e comportamento linear do material sob carregamento, o *Hardening-Soil* considera a expansão e endurecimento do material quando submetido a deformações plásticas (adaptado de BRINKGREVE, 2002).

Apresenta-se como uma variação elastoplástica da modelo hiperbólico proposto inicialmente por DUNCAN *et al* (1980), que representava a curva tensão-deformação e a variação do volume levando em consideração que a rigidez do solo varia com a pressão confinante. A descrição do modelo hiperbólico pode ser encontrada em SIEIRA (1998).

A formulação básica do modelo *Hardening-Soil* segue a relação hiperbólica observada em ensaios triaxiais, como pode ser visto na Figura 35, que apresenta a curva tensão desviadora $\sigma_1 - \sigma_3$ -deformação vertical ε_1 .

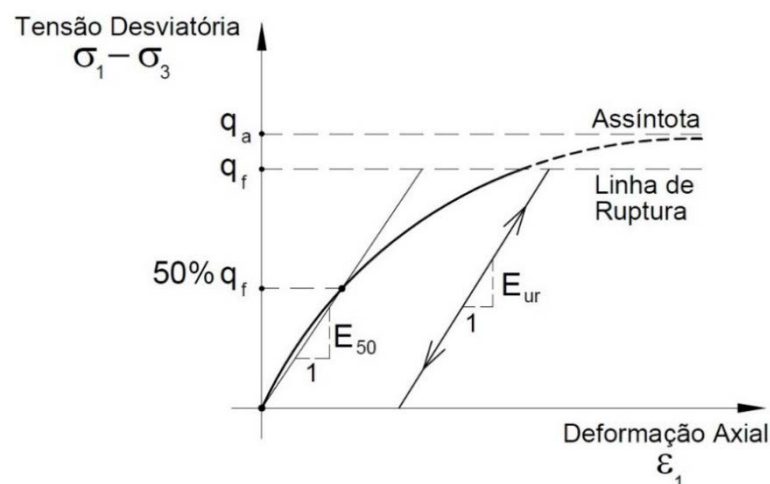


Figura 35 – Relação hiperbólica para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (adaptado de BRINKGREVE, 2002)

O módulo de deformabilidade E_{50} é a inclinação da reta secante à curva que passa pelo ponto correspondente à tensão desviadora igual a metade do valor de q_f . Os parâmetros q_a e q_f são, respectivamente, o valor assintótico da resistência ao

cisalhamento do solo e o valor da tensão desviadora limite na ruptura, de acordo com a envoltória de *Mohr-Coulomb*.

A Equação 30 apresenta a expressão para determinação de q_f e a Equação 31 apresenta a relação entre de q_a e q_f , definindo o valor de R_f :

$$q_f = (c' \cot \varphi' - \sigma'_3) \frac{2 \operatorname{sen} \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'} \quad (30)$$

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \quad (31)$$

onde:

c' é a coesão efetiva;

φ' é a ângulo de atrito efetivo;

σ'_3 é a tensão confinante na direção horizontal.

As principais características do modelo *Hardening-Soil* são: simular o comportamento do solo em situação de carregamento e descarregamento através do módulo de descarregamento e recarregamento E_{ur} , incorporar ao modelo a capacidade de representar o estado de deformação do solo em situação de compressão unidimensional através do módulo oedométrico E_{oed} e, finalmente, considerar a variação da rigidez do solo em função do estado de tensões atuante através do parâmetro m .

O valor de parâmetro m pode ser calculado a partir de resultados de ensaios triaxiais, determinando a relação entre a tensão confinante do ensaio e o módulo de deformabilidade inicial E_{50} . Janbu (1963) reporta valores de m em torno de 0,5 para areias e siltes, e 1,0 para argilas moles. Os módulos de deformabilidade inicial, oedométrico e de descarregamento/reicarregamento devem ser calculados em função de uma tensão de referência p_{ref} . Dessa forma, passam a ser denominados E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \operatorname{sen} \varphi'}{c' \cos \varphi' + p_{ref} \operatorname{sen} \varphi'} \right)^m \quad (32)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_1 \operatorname{sen} \varphi'}{c' \cos \varphi' + p_{ref} \operatorname{sen} \varphi'} \right)^m \quad (33)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \operatorname{sen} \varphi'}{c' \cos \varphi' + p_{ref} \operatorname{sen} \varphi'} \right)^m \quad (34)$$

Onde:

σ'_1 é a tensão efetiva na direção vertical;

p_{ref} é a tensão de referência.

Logo, para representar um material no modelo constitutivo *Hardening-Soil*, no *Plaxis*, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros dos materiais no modelo *Hardening-Soil*

Parâmetros	Descrição
γ_d	Peso específico seco
γ_{sat}	Peso específico saturado
c'	Coesão efetiva
φ'	Ângulo de atrito efetivo
ψ	Ângulo de dilatância
E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade ou Módulo de <i>Young</i> (rigidez secante em ensaio triaxial)
E_{oed}^{ref}	Módulo oedométrico (rigidez tangente para compressão unidimensional)
E_{ur}^{ref}	Módulo de descarregamento e recarregamento (valor default do <i>Plaxis</i> = $3 E_{50}^{ref}$)
ν_{ur}	Coefficiente de <i>Poisson</i> em descarregamento e recarregamento (valor default do <i>Plaxis</i> = 0,2)
p^{ref}	Tensão de referência (valor default no <i>Plaxis</i> = 100 unidades de tensão)
m	Relação entre a rigidez e as tensões atuantes
k_0^{nc}	Coefficiente de empuxo no repouso na situação de descarregamento e recarregamento
R_f	Relação entre q_a e q_f (valor default do <i>Plaxis</i> = 0,9)

4.2.1.4. Condições de contorno

As principais condições de contorno atribuídas ao modelo numérico são as restrições de deslocamentos, a definição da presença ou não de água, e a introdução de carregamentos e deslocamentos prescritos. O *Plaxis* permite a introdução de carregamentos uniformemente distribuídos e carregamentos pontuais. Quanto aos deslocamentos prescritos, podem ser introduzidos deslocamentos nas direções horizontal e vertical.

No caso de análises dinâmicas:

- O *Plaxis* possui o recurso de introduzir às laterais do modelo contornos laterais amortecedores (no *Plaxis*, chamados de *standard absorbent boundaries*). Tal contorno é necessário para evitar a reflexão das ondas sísmicas para o interior do modelo. O recurso é bastante eficiente e teve eficácia comprovada ao longo dos anos em vários programas computacionais baseados no MEF;
- Os deslocamentos prescritos são utilizados na introdução do carregamento dinâmico sísmico na base do modelo, seja esse carregamento ser proveniente de fontes de dados reais ou artificiais. O *Plaxis* dispõe, ainda, do recurso de introduzir ao modelo os contornos laterais amortecedores e o deslocamento prescrito, automaticamente, através da opção *standard earthquake boundaries* no menu *Loads*.

4.2.2. Subprograma *Calculation*

O Programa *Plaxis* opera com diversos tipos de cálculos de elementos finitos e considera que a análise de deformações em casos estáticos pode ser diferenciada em: *Plastic*, *Consolidation Analysis* e *Phi-c Reduction*. Em termos gerais, estas análises são plásticas, de adensamento e de determinação do fator de segurança.

O processo do subprograma *Calculation* é dividido em fases, permitindo ativar um carregamento em um determinado tempo, simular um estágio de carregamento, inserir um período de adensamento ou calcular o fator de segurança em qualquer etapa do processo.

Em análises pseudo-estáticas, o valor da aceleração horizontal introduzida no *Input* é multiplicado pelo valor do parâmetro $\Sigma\text{-Maccel}$. Se o valor da aceleração pseudo-estática é o mesmo do *Input*, o parâmetro $\Sigma\text{-Maccel}$ deve ser igual a 1,0.

Em análises dinâmicas, o subprograma *Calculation* apresenta a opção de cálculo chamada *Dynamic analysis*. Nesse caso, o usuário determina a fase de cálculo na qual é introduzido o carregamento dinâmico e o tempo de atuação desse carregamento, entre outros parâmetros. Os itens a seguir apresentam mais informações sobre a análise dinâmica.

4.2.2.1. Incorporação do Carregamento Dinâmico

A incorporação de um carregamento dinâmico no *Plaxis* deve ser feita no *Total multipliers*, no parâmetro $\Sigma\text{-Mdisp}$, através da introdução de uma função harmônica

(definindo amplitude, frequência e ângulo de fase inicial) ou introduzindo no modelo os dados do movimento devido a um carregamento sísmico, utilizando arquivos de extensão SMC (para mais detalhes sobre os arquivos SMC ver item 2.8 da presente dissertação) ou arquivos de extensão ASCII.

No caso da utilização de arquivos SMC ou ASCII com dados de movimentos sísmicos ao longo do tempo é necessário, no *Input*, selecionar a opção *Standard earthquake boundaries*, conforme tratado no item 5.2.1.4 da presente dissertação. Nessa opção, o *Plaxis* atribui automaticamente ao modelo um deslocamento prescrito na sua base, e o movimento sísmico proveniente dos dados dos arquivos (seja esse movimento um deslocamento, velocidade ou aceleração ao longo do tempo) é introduzido ao modelo através desse deslocamento prescrito.

Arquivos ASCII podem ser criados em qualquer editor de texto. Em cada linha, devem ser colocados os valores de tempo e movimento sísmico (deslocamento, velocidade ou aceleração) correspondente, deixando pelo menos um espaço entre eles. O tempo deve aumentar em cada nova linha mas não é necessária a utilização de intervalos de tempo constantes. Se as etapas de tempo na análise dinâmica são tais que não correspondem com a série de tempo dada no arquivo, os valores do movimento sísmico são interpolados linearmente, a partir dos dados do arquivo. Se o tempo dinâmico no cálculo é maior que o último valor de tempo informado no arquivo, um valor igual ao último movimento sísmico presente na série de dados é utilizado nos cálculos (adaptado de BRIEKGREVE, 2002).

No *Plaxis*, a metodologia de cálculo dos deslocamentos, velocidades e acelerações em um ponto, numa análise dinâmica, utiliza o método da integração implícita de *Newmark*. O deslocamento $u^{t+\Delta t}$ e a velocidade $\dot{u}^{t+\Delta t}$ em um ponto no tempo $t + \Delta t$ pode ser expressas, respectivamente, como:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (35)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + [(1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t}] \Delta t \quad (36)$$

onde:

α e β são os Parâmetros de *Newmark*. Esses parâmetros constituem fator importante na estabilidade e precisão dos resultados na fase de cálculo. A fim de se obter uma solução, incondicionalmente, os valores de α e β devem obedecer à seguinte condição: $\beta \geq 0,5$ e $\alpha \geq 0,25 (0,5 + \beta)^2$.

Mais detalhes sobre a implementação numérica em condição dinâmica no *Plaxis* podem ser obtidos em BRIEKGREVE, 2002.

4.2.2.2. Ajuste Manual do Procedimento Iterativo

O procedimento iterativo pode ser definido manualmente, através do ajuste dos seguintes parâmetros:

- Parâmetros α e β de *Newmark*: Esses são os parâmetros do procedimento de cálculo dinâmico (ver item 5.2.2.1 da presente dissertação). Os valores recomendados pelo *Plaxis*, são $\alpha = 0,3025$ e $\beta = 0,60$;
- Limites C_1 e C_2 : São coeficientes de relaxação usados para melhorar a absorção das ondas incidentes nos contornos amortecedores do modelo. Os valores padrão do programa são $c_1=1$ e $c_2=0,25$;
- *Dynamic sub steps*: Para cada intervalo de tempo, o *Plaxis* calcula o número de sub-passos necessários para atingir o tempo final com precisão. Esse tempo é função da malha de elementos gerada e das velocidades das ondas P e S. Se as velocidades de onda no modelo possuem diferenças significativas e/ou o modelo contém elementos muito pequenos, o número de sub-passos padrão do *Plaxis* pode ser muito grande, aumentando o tempo de processamento. Em tais situações, o usuário pode diminuir esse valor, com o cuidado de não interferir demasiadamente na precisão dos resultados a serem obtidos.

4.2.3. Subprograma *Output*

O subprograma *Output* é a saída dos resultados do processamento do modelo. A saída de resultados fornece basicamente os deslocamentos e deformações nos nós e as tensões nos pontos de tensões para cada etapa de cálculo. Estes resultados podem ser visualizados através de uma interface gráfica ou em forma de tabela, facilitando assim a compreensão do comportamento do material analisado.

As deformações nos nós podem ser visualizadas em malha deformada. O programa calcula deslocamentos verticais e horizontais, deformações totais e cartesianas (axiais, radiais e de cisalhamento) e acréscimo de deslocamentos e deformações em cada fase definida no subprograma *Calculation*. As tensões também podem ser visualizadas em termos de tensões totais, efetivas e cartesianas (axiais, radiais e de cisalhamento).

No programa *Plaxis*, as tensões de tração são positivas e as tensões de compressão são negativas, sendo essa convenção de sinais diferente da usualmente utilizada na Geotecnia.

4.2.4. Subprograma *Curves*

O subprograma *Curves* permite criar gráficos dos resultados obtidos no Output para pontos pré-selecionados no modelo. Podem ser geradas curvas tensão-deformação, tempo ou carga-deslocamento e, em análises dinâmicas, curvas com aceleração-tempo, velocidade-tempo, deformação-tempo, entre outras. Em um mesmo gráfico, podem ser plotadas curvas com os resultados para diversos pontos do modelo.

As informações das curvas podem ser convertidas em tabelas de dados, podendo ser transferidas para planilhas em Excel.

4.3. Parâmetros e Modelos Constitutivos dos Materiais

Com conhecimento das potencialidades do *Plaxis* e de todas as características dos materiais do caso em estudo, procedeu-se à modelagem numérica e à determinação dos parâmetros dos materiais. São eles: o solo de fundação, o muro de gravidade e o solo do retroaterro. Todos os parâmetros foram obtidos com base em SIEIRA (1998).

4.3.1. Fundação

O solo de fundação foi representado no *Plaxis* pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb, levando em consideração o comportamento elastoplástico do material. Os parâmetros utilizados encontram-se na Tabela 5.

4.3.2. Muro de gravidade

O muro de gravidade é um muro composto por pneus inteiros amarrados com corda de polipropileno e preenchidos com solo compactado. Ensaios de densidade *in situ* foram realizados com o objetivo de determinar o peso específico do material composto solo-pneus. Além disso, o comportamento do muro foi estudado por SIEIRA (1998), comparando os dados de campo com os dados de modelo em MEF considerando o muro um material homogêneo e linear-elástico.

A proposta foi validada pela autora e o modelo proposto reproduziu adequadamente o comportamento do muro solo-pneus. Os parâmetros do muro de solo-pneus encontram-se na Tabela 6.

Tabela 5 - Parâmetros do solo de fundação

Modelo constitutivo: <i>Mohr-Coulomb</i>		
Parâmetros	Valor	Unidades
γ_d	17	kN/m ³
γ_{sat}	18	kN/m ³
c'	20	kPa
φ'	28	(^o)
E	35.000	MPa
ν	0,35	—
ψ	0	(^o)
k_0	0,53	—

Tabela 6 - Parâmetros do muro solo-pneus

Modelo constitutivo: Linear-Elástico		
Parâmetros	Valor	Unidades
γ_d	15,4	kN/m ³
γ_{sat}	15,4	kN/m ³
E	1.800	MPa
ν	0,3	—
k_0	0,70	—

4.3.3. Retroaterro

O solo do retroaterro foi representado pelo modelo constitutivo *Hardening-Soil*, de forma a possibilitar o melhor ajuste com os resultados de campo, considerando a não linearidade da curva tensão-deformação do solo através da formulação hiperbólica. Os parâmetros do modelo *Hardening-Soil* foram obtidos a partir dos parâmetros do modelo hiperbólico proposto por SIEIRA (1998), com base em ensaios triaxiais. A

Tabela 7 reúne os parâmetros hiperbólicos (DUNCAN et al, 1980) obtidos por SIEIRA (1998).

Tabela 7 - Parâmetros do modelo hiperbólico representativo do solo do retroaterro
fonte: (SIEIRA, 1998)

n	K	K_{ur}	c'	φ'	R_f
-----	-----	----------	------	------------	-------

0,76	31,69	63	0	29	0,67
------	-------	----	---	----	------

A Tabela 8 apresenta o resumo dos parâmetros utilizados na simulação do solo do retroaterro. No Apêndice A, está apresentada a metodologia adotada para a obtenção dos parâmetros do modelo *Hardening-Soil*.

Tabela 8 - Parâmetros do solo do retroaterro

Modelo constitutivo: <i>Hardening-Soil</i>		
Parâmetros	Valor	Unidades
γ_d	17	kN/m ³
γ_{sat}	17	kN/m ³
c'	0	kN/m ²
ϕ'	29	graus
ψ	0	graus
E_{50}^{ref}	2144	MPa
E_{oed}^{ref}	1715	MPa
E_{ur}^{ref}	4288	MPa
ν_{ur}	0,35	--
p^{ref}	100	kN/m ²
m	0,74	--
k_0^{nc}	0,52	--
R_f	0,69	--

4.4. Definição da Geometria do Modelo Numérico

A Figura 36 apresenta a geometria adotada nas análises numéricas. Cabe ressaltar que, em uma etapa inicial do trabalho, foi realizado um estudo da influência das condições de contorno nos resultados numéricos, de forma a definir uma geometria considerada ótima. A distância dos contornos até a região de interesse do modelo foi aumentada, até que a variação dos valores dos deslocamentos horizontais medidos na face posterior do muro fosse considerada desprezível.

Foi estabelecido, portanto, um modelo ideal com contorno inferior a 10 m da base do muro, e distância dos contornos laterais direito e esquerdo iguais a 27 m e 15 m, respectivamente. A Figura 36 apresenta, também o posicionamento dos inclinômetros.

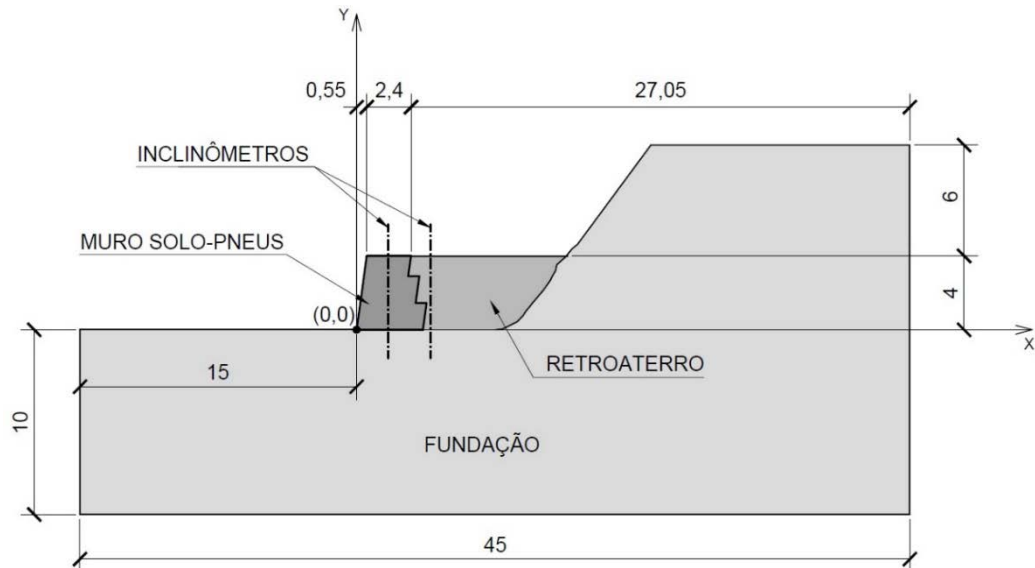


Figura 36 – Geometria do modelo inicial
(dimensões em metros)

4.5. Validação do Modelo Numérico

A validação do modelo foi realizada para a fase de final de construção do muro de solo-pneus. A Figura 37 apresenta a geometria inserida no Programa *Plaxis*. Observa-se que a construção do muro foi reproduzida através da divisão do muro e do retroaterro em camadas de aproximadamente 70 cm de altura. Desta forma, procurou-se reproduzir numericamente o processo construtivo do muro.

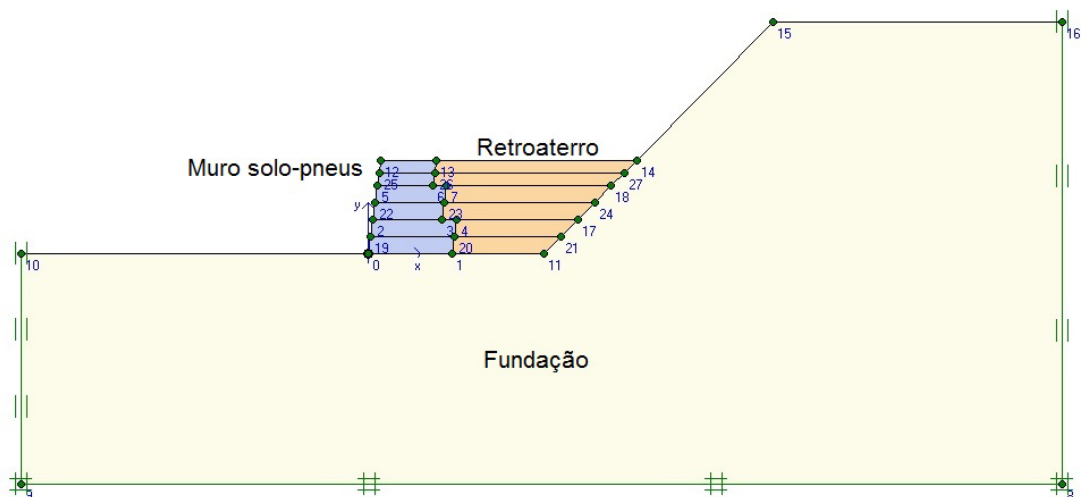


Figura 37 – Modelo geométrico introduzido no *Plaxis* (modelo inicial)

A Figura 38 ilustra a malha de elementos finitos gerada no *Plaxis* para o modelo inicial. Foram utilizados elementos de 6 nós, e malha com elementos menores na região do muro e do retroaterro, para melhor precisão nos resultados nessa região de interesse.

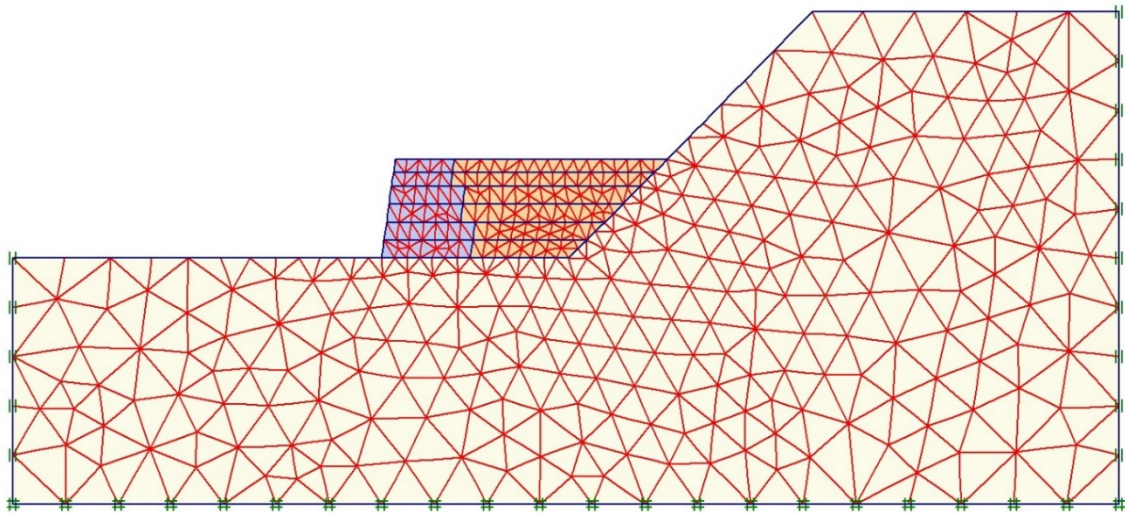


Figura 38 – Malha de elementos finitos gerada no *Plaxis* para o modelo inicial

A Figura 39 apresenta os isovalores de deslocamentos horizontais em todo o modelo, ao final da construção do muro. O valor de deslocamento horizontal máximo é de aproximadamente 13,1 cm, e ocorre na região do retroaterro.

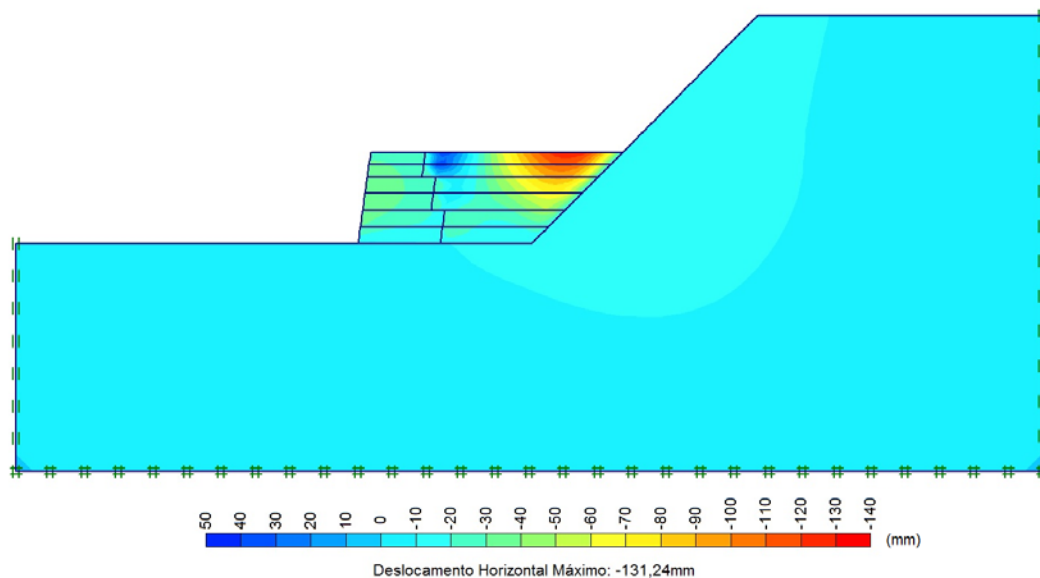


Figura 39 – Isovalores dos deslocamentos horizontais para o modelo inicial

Na Figura 40, compara-se os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros instalados no muro e no retroaterro com os deslocamentos previstos na simulação numérica na situação de final de construção. Observa-se boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, sugerindo que o modelo numérico e os parâmetros adotados reproduzem satisfatoriamente as condições de campo.

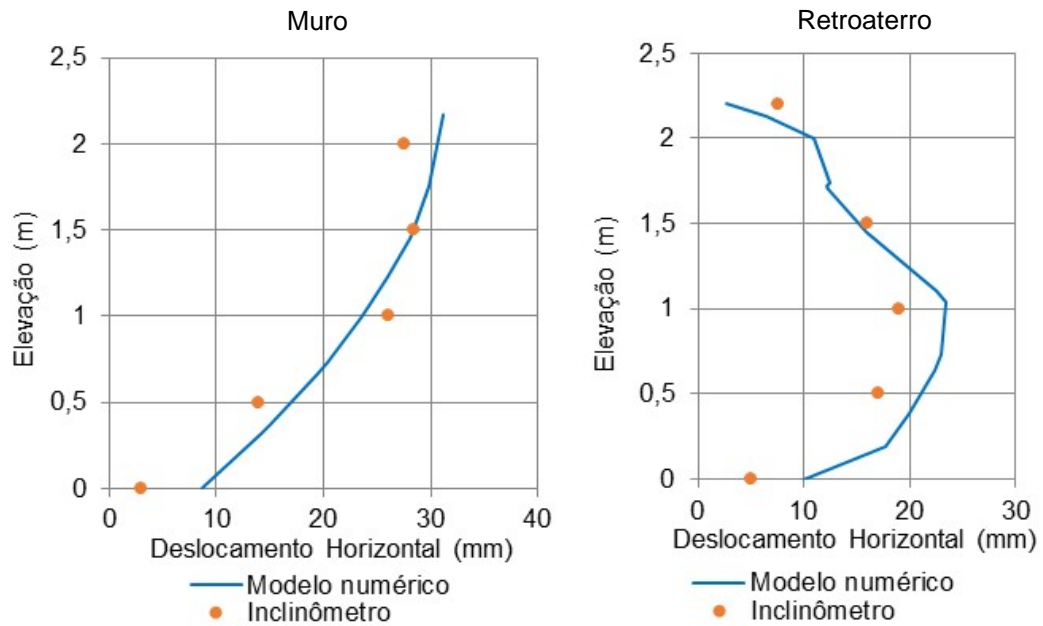


Figura 40 – Deslocamentos horizontais medidos e previstos (modelo inicial)

A superfície do paramento do modelo inicial é irregular, devido ao formato e as dimensões dos pneus. Buscando simplificar as análises posteriores, através da obtenção de resultados em um superfície plana, procedeu-se a uma modificação no modelo inicial, de forma a obter um paramento vertical (Figura 41). A geometria do modelo final, gerada no Plaxis, está apresentada na Figura 42.

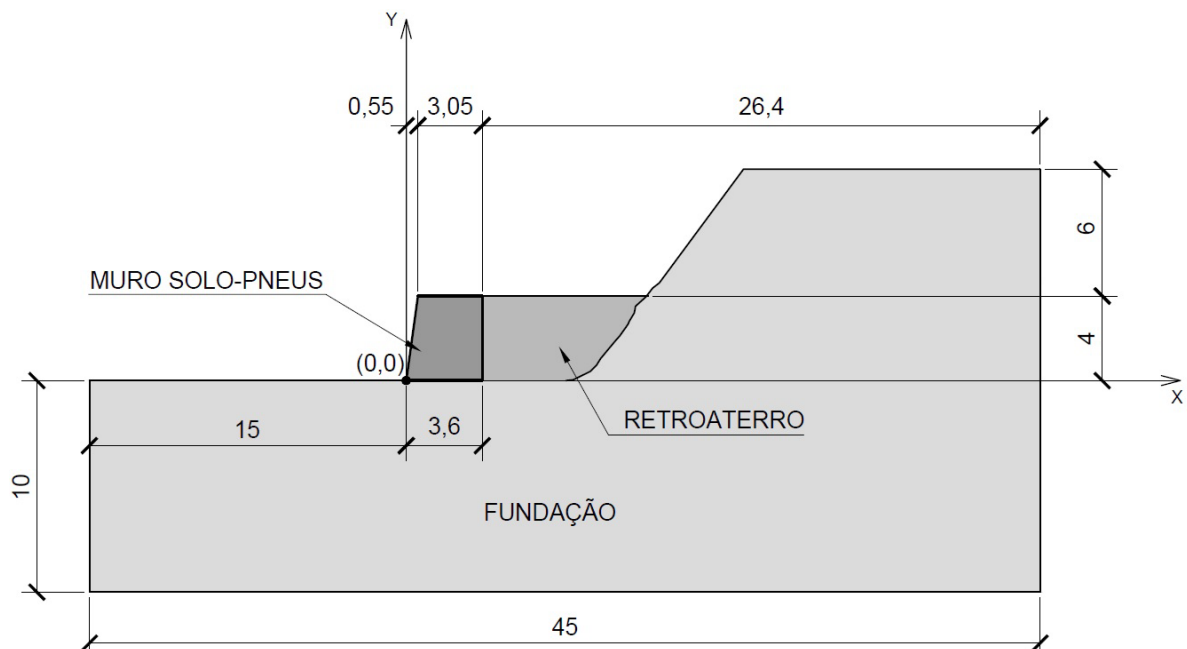


Figura 41 – Geometria do modelo final
(dimensões em metros)

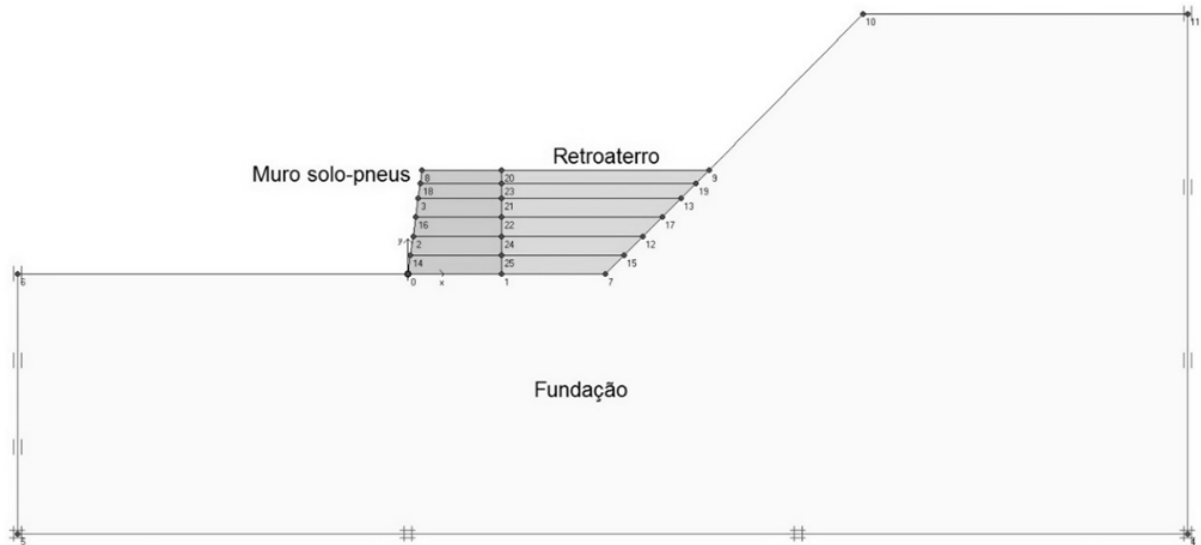


Figura 42 – Modelo geométrico gerado no *Plaxis* (modelo final)

A Figura 43 apresenta a malha de elementos finitos gerada para o modelo. Foi efetuado um melhor refinamento dos elementos na região do muro de gravidade e do retroaterro, de forma a obter resultados mais precisos nessas regiões de maior interesse. A malha gerada pelo *Plaxis* foi composta por 789 elementos de 6 nós.

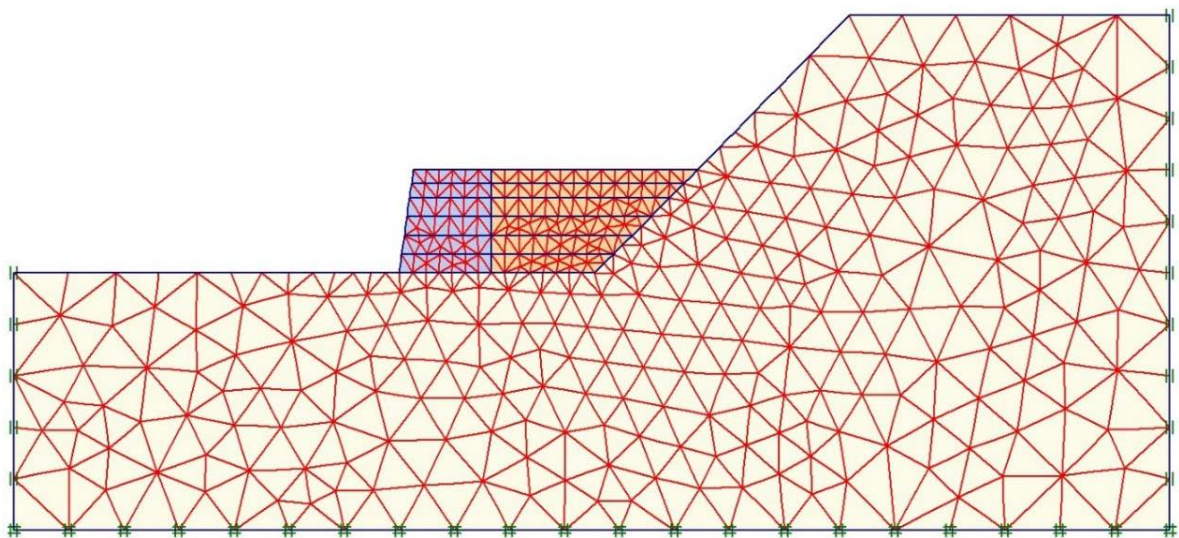


Figura 43 – Malha de elementos finitos gerada no *Plaxis* para o modelo final

A Figura 44 apresenta os isovalores de deslocamentos horizontais em todo o modelo. O valor do deslocamento horizontal máximo é de aproximadamente 13,2 cm, e ocorre na região do retroaterro. A comparação dos isovalores confirma que a modificação no paramento do muro praticamente não interferiu no comportamento do conjunto muro/retroaterro.

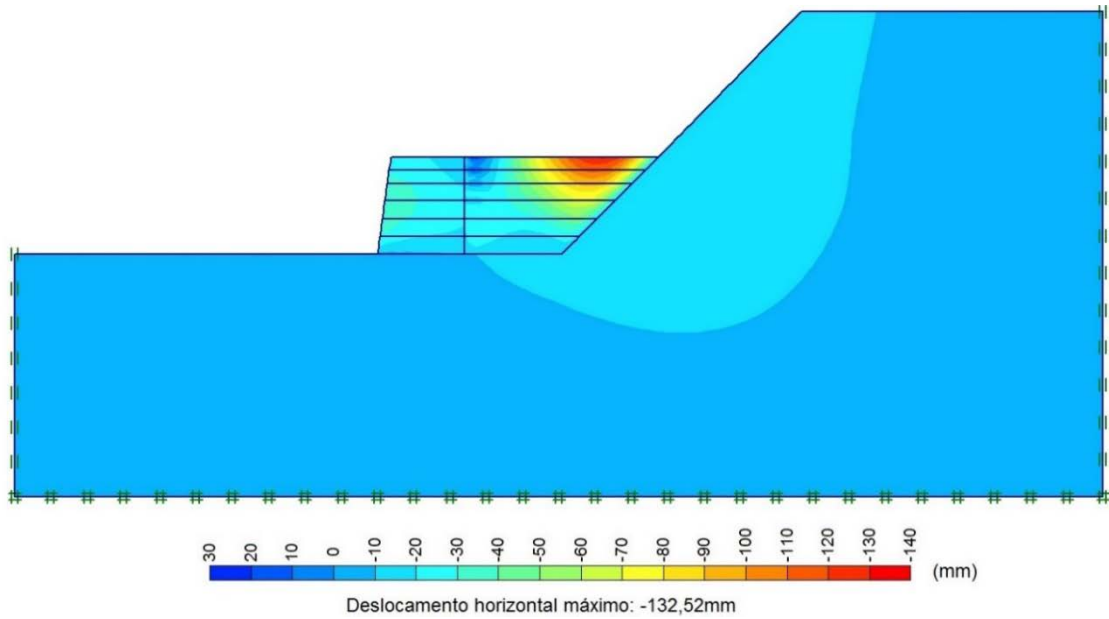


Figura 44 – Isovalores dos deslocamentos horizontais para o modelo final

O comportamento geral dos deslocamentos previstos, principalmente quanto ao valor máximo obtido, apresenta boa concordância com o estimado no modelo inicial, validando o modelo final modificado para simular o comportamento do muro de gravidade e do solo de retroaterro.

5. ESTUDO PARAMÉTRICO DE UM MURO DE GRAVIDADE EM CONDIÇÃO SÍSMICA

No presente capítulo, são apresentados todos os procedimentos envolvidos no desenvolvimento do estudo paramétrico, no qual o modelo do muro de gravidade flexível foi submetido a cinco acelerogramas normalizados. Em seguida, procede-se à análise dos resultados sob duas óticas distintas: (1) Influência da variação do acelerograma horizontal normalizado aplicado na base do modelo nos valores das acelerações e deslocamentos horizontais atuantes no paramento do muro; e (2) Influência do carregamento sísmico em comparação com a situação estática no valor dos deslocamentos horizontais atuantes no paramento do muro.

5.1. Escolha do Evento Sísmico de Origem

A primeira etapa consistiu na escolha do evento sísmico de origem. Optou-se pelo terremoto que ocorreu no Chile, em 27 de fevereiro de 2010, face sua importância histórica e magnitude. Segundo o USGS, esse foi o sexto pior terremoto em magnitude de todos os tempos. Os tremores foram sentidos inclusive no Brasil, por moradores de Tatuapé e Mooca, na Zona Leste de São Paulo e no bairro Bela Vista, na região Central da cidade paulista, segundo o site de notícias G1 (DEFESA...,2010).

A Tabela 9 apresenta os dados desse terremoto e a Figura 45 apresenta o mapa com a localização do epicentro.

Tabela 9 – Dados do terremoto de 27 de fevereiro de 2010, no Chile

Magnitude de Momento (Mw)	8,8
Data e Horário	Sábado, 27 de fevereiro de 2010 06:34:14 UTC, 04:34:14 AM (horário de Brasília)
Localização	35,909°S; 72,733°W
Profundidade	35 km (estabelecido pelo programa de localização)
Distâncias Epicentrais	95 km a NW de Chillan, Chile 105 km a NNE de Concepcion, Chile 115 km a WSW de Talca, Chile 335 km a SW de SANTIAGO, Chile
Fonte dos Dados	USGS – NEIC - Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Chile

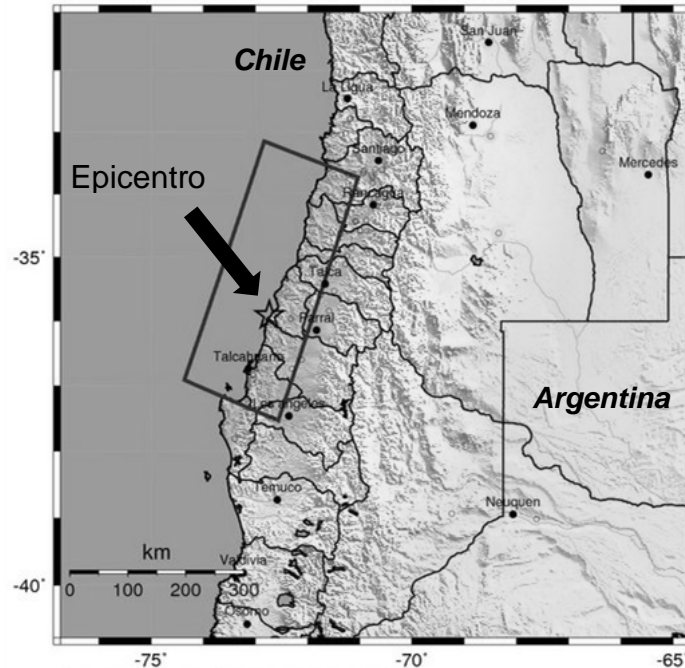


Figura 45 – Localização do Epicentro do Terremoto de 27 de fevereiro de 2010, no Chile

Cada registro do terremoto contém um conjunto de 3 acelerogramas, um deles na direção vertical e outros dois em direções no plano horizontal, sendo todas as direções ortogonais entre si. A Figura 46 apresenta os acelerogramas do terremoto em pauta, nas três direções. A componente escolhida para o estudo paramétrico foi a 90° , pois nessa direção o valor da aceleração horizontal de pico foi o maior de todos ($a_{x\text{ máx}} = 0,48g$). A Tabela 10 apresenta os dados do registro escolhido para o terremoto em pauta para o desenvolvimento dos estudos paramétricos.

Tabela 10 – Dados do registro escolhido referente ao terremoto de 27 de fevereiro de 2010, no Chile (fonte: CESMD/Universidade do Chile)

Aceleração Horizontal de Pico Normalizada	Aceleração Horizontal de Pico	Localização da Estação	Componente	Tempo de Duração do Evento	Distância Epicentral
0,480g	470,9 cm/s ²	<i>San Jose de Maipo</i>	90°	188s	332,7km

A Figura 47 apresenta o acelerograma original, com valor de aceleração horizontal normalizada máxima igual a $a_{x\text{ máx}} = 0,48g$ na componente 90° . Os registros foram fornecidos pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Chile e encontram-se disponibilizados no banco de dados da CESMD em arquivos formato SMC (CESMD, 2014).

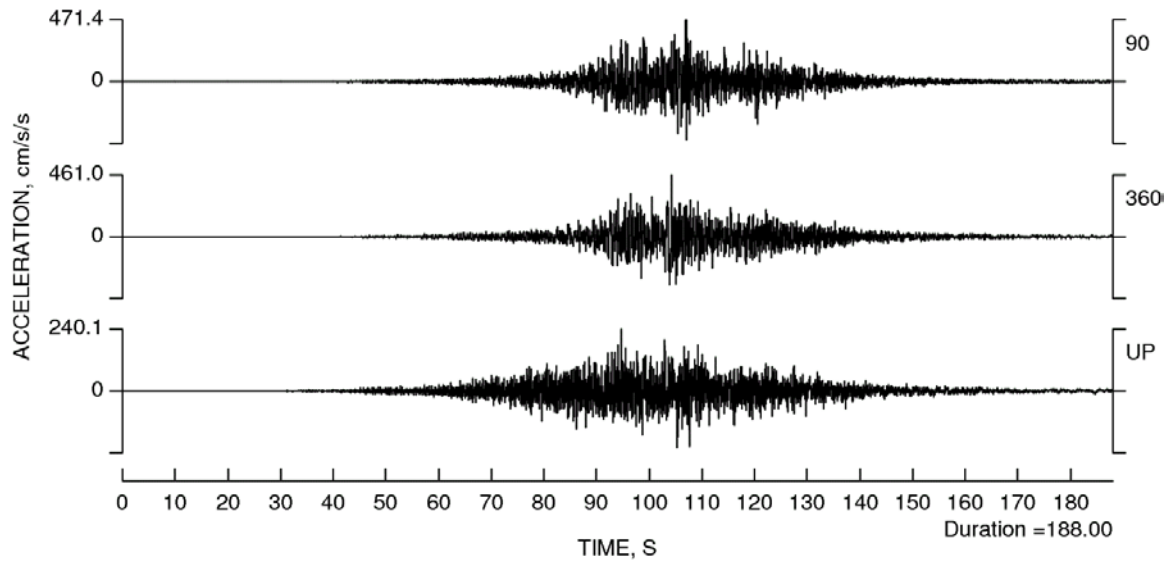


Figura 46 – Acelerogramas registrados em *San Jose de Maipo* – $a_{x\text{ máx}} = 0,48g$
(fonte: CESMD, 2014)

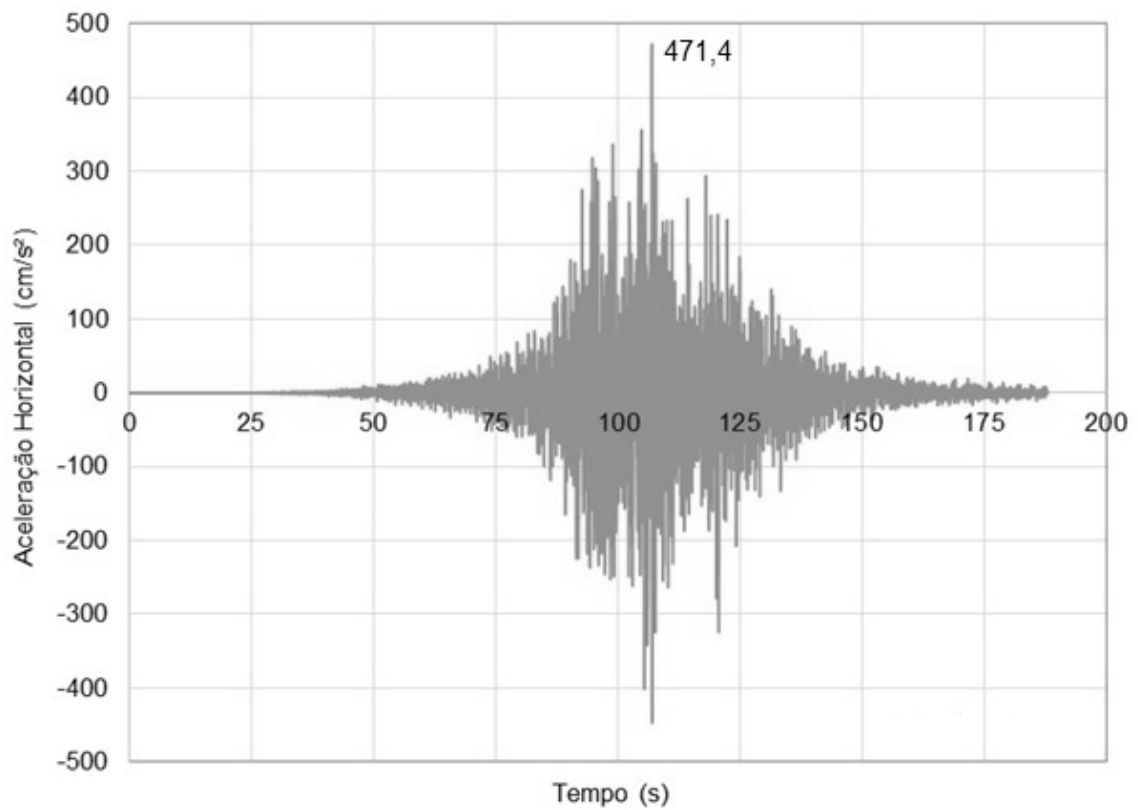


Figura 47 – Acelerograma horizontal original, componente 90° , $a_{x\text{ máx}} = 0,48g$

5.2. Definição dos Acelerogramas Normalizados

Buscando uniformidade no estudo paramétrico, optou-se pela incorporação ao modelo numérico de acelerogramas normalizados referentes a um único terremoto, variando o valor da aceleração horizontal de pico.

Os acelerogramas normalizados foram gerados a partir do acelerograma original da componente 90° do terremoto ocorrido no Chile em 27 de fevereiro de 2010, cujo valor de aceleração horizontal normalizada de pico é $a_{x\text{ máx}} = 0,48g$, como apresentado no item 6.1. Os dados do registro original, obtidos em arquivos de texto de extensão .SMC no banco de dados do CESMD, foram convertidos para planilhas de cálculo para incorporar os fatores de escala necessários à geração de cinco acelerogramas normalizados.

Na escolha dos valores das cinco acelerações horizontais normalizadas de pico, buscou-se incorporar ao modelo carregamentos sísmicos com características próximas aos níveis de sismicidade brasileira apresentados na NBR 15421:2006 e a partir deles, então, desenvolver o estudo paramétrico para avaliação do comportamento do um muro de gravidade.

O valor limite de aceleração sísmica horizontal característica presente na norma NBR 15421:2006 é de $a_g = 0,15g$ (vide Figura 28), entretanto esse é um valor característico que é modificado por um coeficiente de amplificação sísmica. O coeficiente de amplificação é função do valor de a_g e do tipo de solo, e pode aumentar o valor de a_g em até 2,5 vezes em solos cuja velocidade de onda é inferior a 180 m/s nos 30 m superiores do terreno.

Diante do fato de que no presente estudo paramétrico optou-se por não aplicar fatores de escala para amplificação dos valores das acelerações, a utilização de acelerogramas com valor de aceleração horizontal de pico maior que 0,15g tornou-se plausível quanto ao objetivo de manter os carregamentos sísmicos próximos aos níveis de sismicidade brasileira. Os valores escolhidos para as acelerações horizontais normalizadas de pico foram, portanto, iguais a 0,05g, 0,10g, 0,15g, 0,20g e 0,25g.

A Figura 48 a Figura 52 apresentam os acelerogramas normalizados para acelerações horizontais de pico $a_{x\text{ máx}}$ iguais a 0,05g, 0,10g, 0,15g, 0,20g e 0,25g, respectivamente.

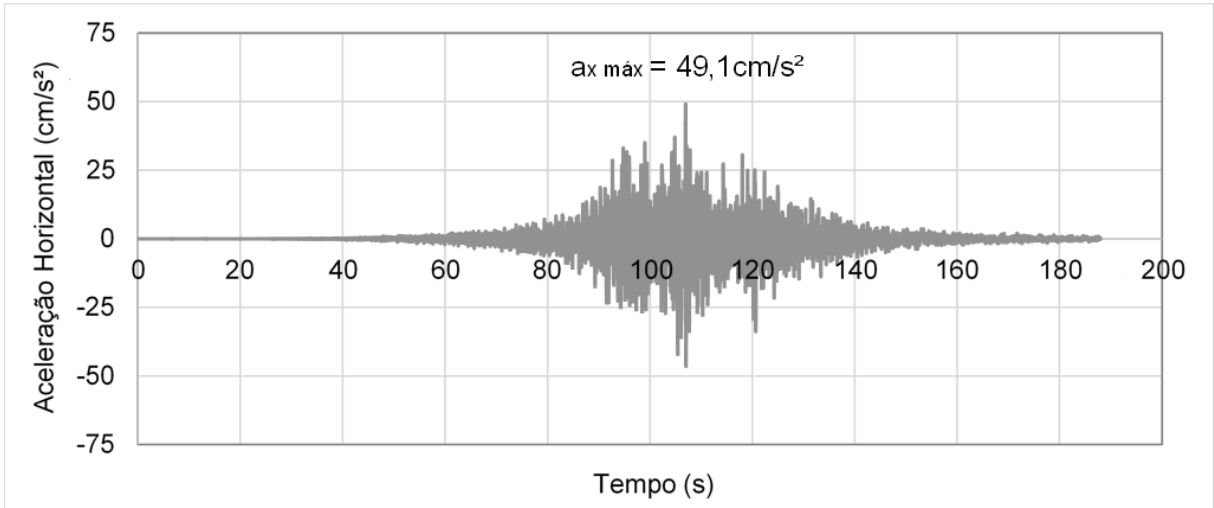


Figura 48 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x \text{ máx} = 0,05g$

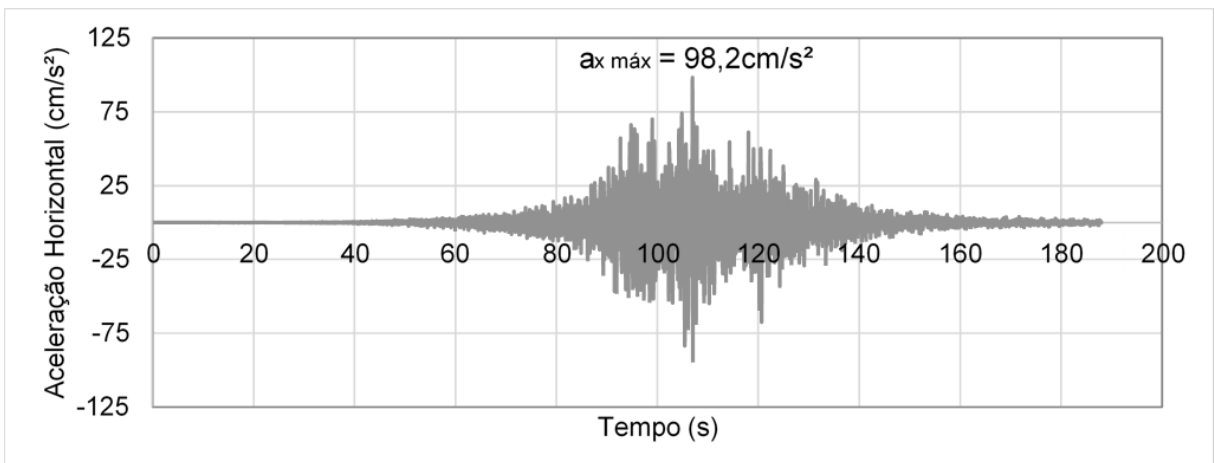


Figura 49 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x \text{ máx} = 0,10g$

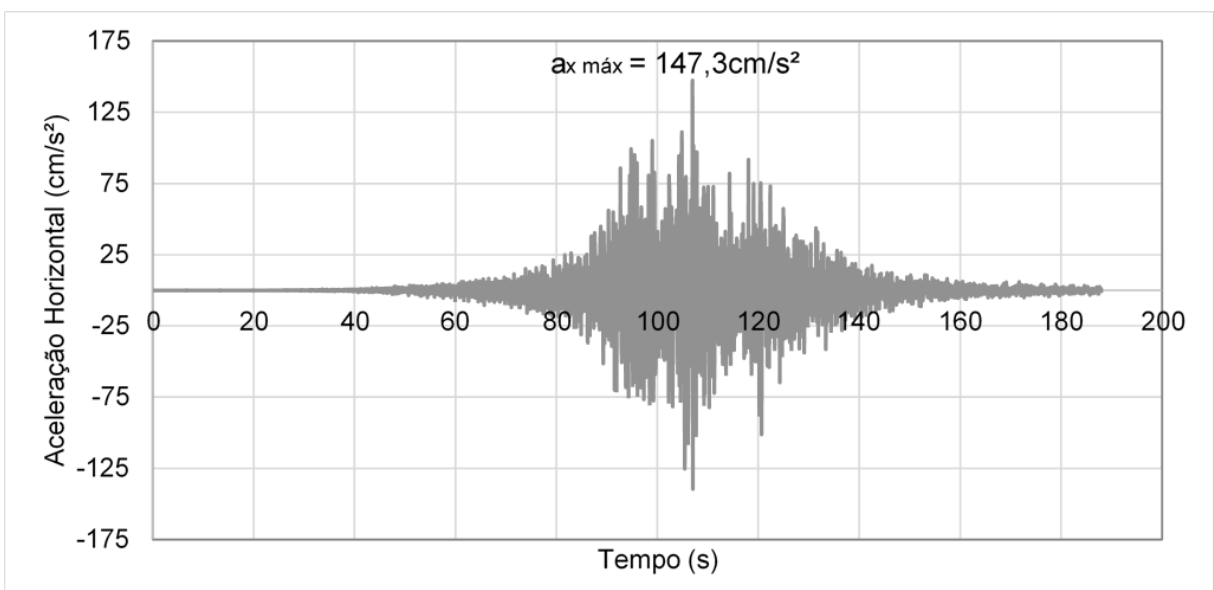


Figura 50 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_x \text{ máx} = 0,15g$

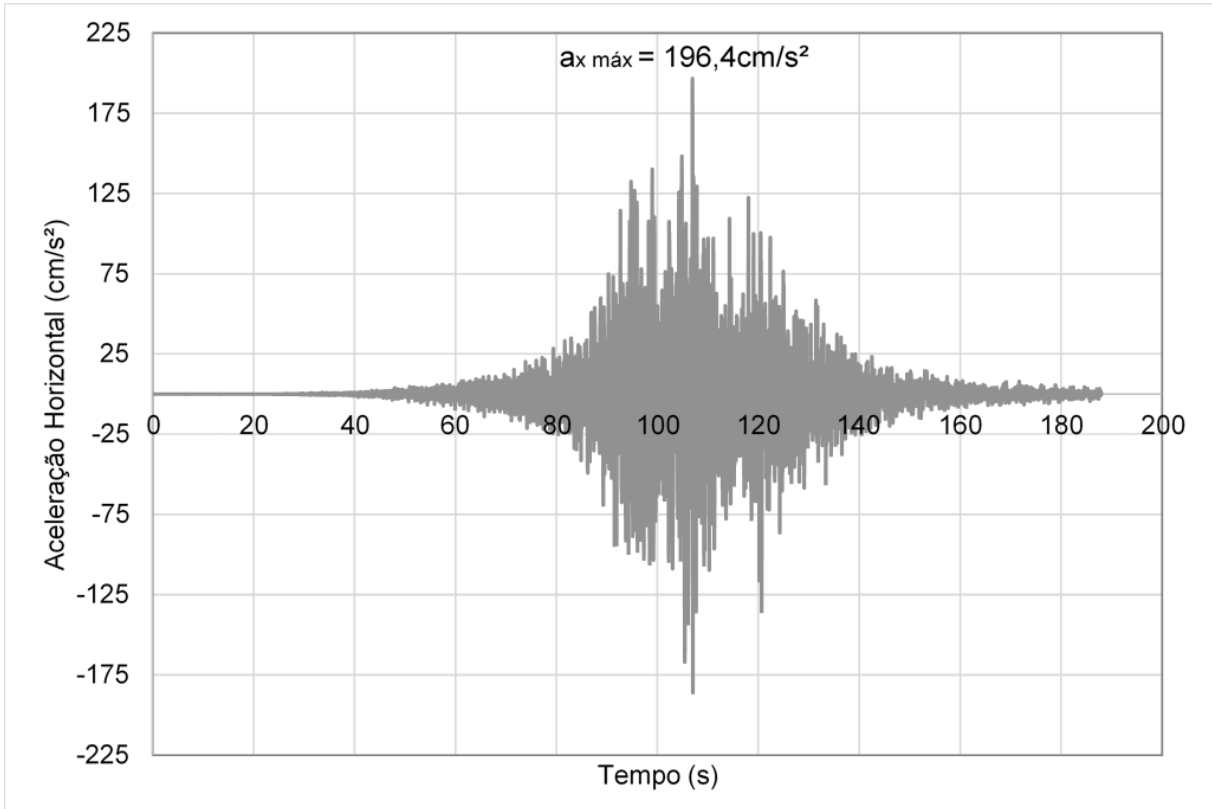


Figura 51 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_{x\ máx} = 0,20g$

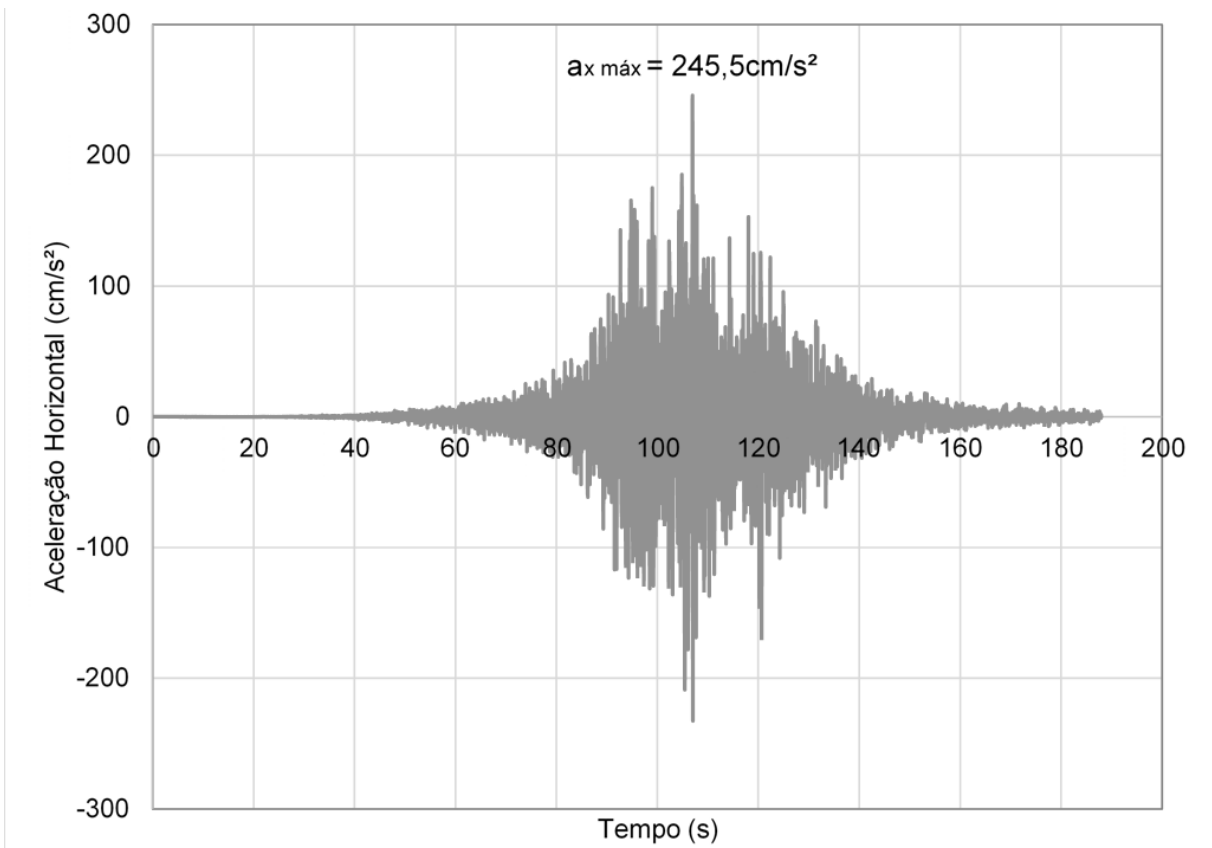


Figura 52 – Acelerograma horizontal normalizado, $a_{x\ máx} = 0,25g$

5.3. Modelo Numérico

O modelo numérico utilizado no estudo foi validado na situação estática, conforme apresentado no Capítulo 5. Entretanto, a modelagem numérica com carregamento sísmico possui aspectos diferenciados. São eles:

- a discretização da malha de elementos;
- a consideração do amortecimento do solo;
- a utilização de contornos amortecedores; e
- a incorporação do carregamento sísmico.

A malha gerada pelo Plaxis foi composta por elementos de aproximadamente 1,0 m, atendendo às recomendações de KUHLEMEYER e LYSMER (1973) para a propagação das ondas sísmicas no solo de fundação. Não houve necessidade de modificação na discretização da malha utilizada na condição estática, pois a configuração já atendia ao modelo para análise em condição sísmica.

Os parâmetros de amortecimento de Rayleigh α e β foram calculados a partir da estimativa de duas frequências amortecidas para o modelo, a partir de sua frequência natural. A frequência natural foi estimada aplicando sobre o muro de gravidade, no modelo numérico não amortecido, uma carga pulso de 1200 kN, de forma a provocar a vibração livre no modelo. O valor de 1200kN foi obtido através do crescimento progressivo da carga pulso, de forma que esse foi o último valor para o qual não ocorreu a ruptura do muro.

A Figura 54 apresenta o gráfico com a vibração livre da estrutura após a aplicação da carga pulso. Nota-se a diminuição da amplitude do movimento provocada pelo amortecimento do material.

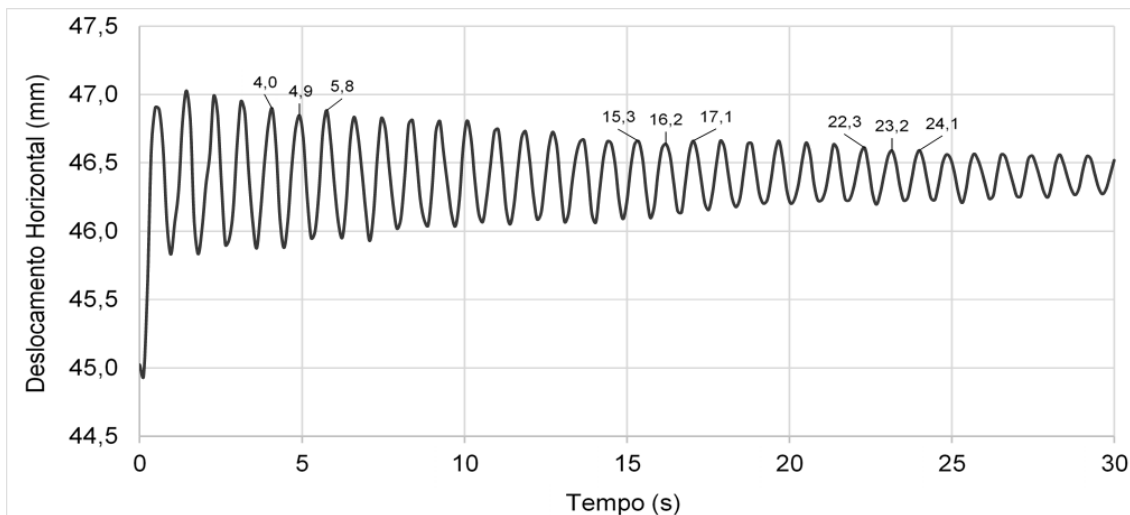


Figura 53 – Deslocamento Horizontal em Vibração Livre

O período médio observado na Figura 53 é de aproximadamente 0,9 s chegando-se, portanto, a uma frequência natural (não amortecida) de 1,11 Hz. Para o cálculo dos valores de α e β , utilizou-se a metodologia proposta por WOODWARD e GRIFFITHS (1996), chegando aos valores iguais a, respectivamente, 0,111 e 0,09. Esses parâmetros foram atribuídos aos materiais da fundação, do retroaterro e ao muro de gravidade.

Os contornos laterais amortecedores foram incluídos no modelo, e o valor dos coeficientes de amortecimento c_1 e c_2 foram mantidos iguais a 1,00 e 0,25, respectivamente (valores padrão do *Plaxis*).

Os dados dos acelerogramas normalizados (ver item 6.1) foram convertidos para arquivos de extensão ASCII (mais detalhes no item 5.2.2.1 da presente dissertação). Um deslocamento prescrito de 1,0 cm (na direção horizontal) foi aplicado à base do modelo para a introdução dos acelerogramas como carregamento, já que a unidade de comprimento padrão usada no *Plaxis* é metro e de aceleração é cm/s^2 .

5.4. Apresentação e Análise dos Resultados

Após a adequação do modelo numérico quanto aos aspectos necessários para a modelagem em situação dinâmica apresentados no item 6.2, foram executadas cinco análises numéricas, submetendo o muro de gravidade às acelerações horizontais normalizadas para aceleração horizontal de pico iguais a 0,05g, 0,10g, 0,15g, 0,20g e 0,25g.

Os resultados coletados para o estudo paramétrico foram os valores dos deslocamentos horizontais e acelerações horizontais ao longo do tempo do evento sísmico. Os valores foram obtidos no paramento do muro, em pontos selecionados na fase de cálculo do *Plaxis* e posicionados nas elevações indicadas na Figura 54.

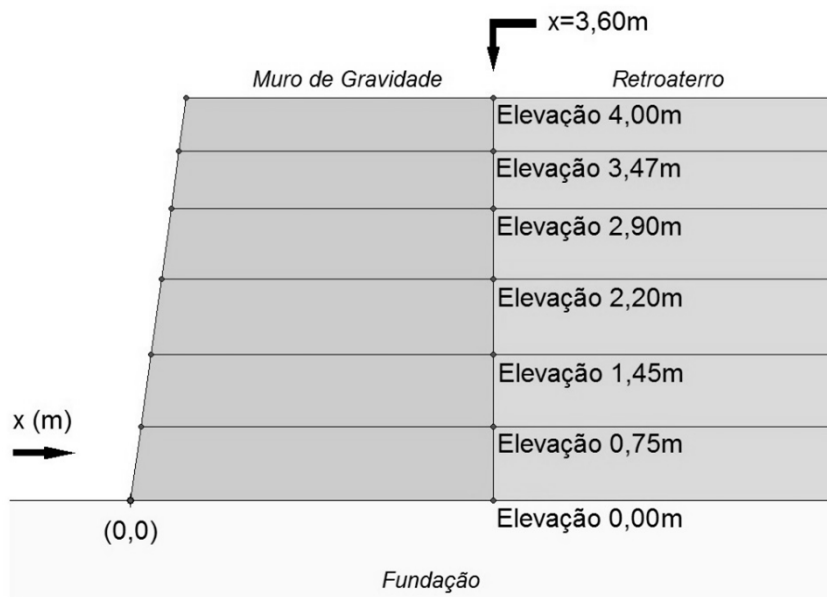


Figura 54 – Pontos de análise no paramento do muro de gravidade

Para as cinco situações de sismo analisadas numericamente, foram plotadas as curvas que apresentaram a variação do deslocamento horizontal e da aceleração horizontal, ao longo do tempo de atuação do sismo, nas elevações indicadas na Figura 54. Essas curvas permitiram identificar os instantes de atuação dos valores máximos positivos e negativos dos deslocamentos e das acelerações horizontais ao longo do tempo.

Foram plotados os gráficos de deslocamento horizontal atuantes no paramento do muro para os instantes onde ocorrem os deslocamentos máximos nos sentidos positivos e negativos.

Entende-se por sentido positivo os deslocamentos e acelerações horizontais que ocorrem da esquerda para direita, no sentido do eixo x positivo. Os valores negativos dos deslocamentos e acelerações horizontais ocorrem da direita para a esquerda, no sentido do eixo x negativo.

A Tabela 11 e a Tabela 12 apresentam as análises realizadas no estudo paramétrico.

Tabela 11 - Apresentação dos Resultados ao Longo do Tempo

Variável do Estudo Paramétrico	Deslocamento Horizontal ao longo do tempo Aceleração Horizontal ao longo do tempo						
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,05g$	Elevação 0,00m	Elevação 0,75m	Elevação 1,45m	Elevação 2,20m	Elevação 2,90m	Elevação 3,47m	Elevação 4,00m
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,10g$							
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,15g$							
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,20g$							
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,25g$							

Tabela 12 – Apresentação dos Resultados dos Deslocamentos ao Longo do Paramento do Muro

Variável do Estudo Paramétrico	Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro	
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,05g$	Curvas dos instantes onde o deslocamento horizontal foi máximo (positivo e negativo) em um ponto do paramento do muro + Curva dos deslocamentos em condição estática	Curvas dos instantes onde a aceleração horizontal foi máxima (positiva e negativa) em um ponto do paramento do muro
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,10g$		
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,15g$		
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,20g$		
Acelerograma Normalizado para $a_{x\text{ máx}} = 0,25g$		

Os itens subsequentes apresentam os resultados das análises numéricas para cada um dos acelerogramas normalizados, de acordo com as indicações da Tabela 11 e da Tabela 12. Devido ao fato de o comportamento geral das curvas de deslocamentos e acelerações horizontais ao longo do tempo ser o mesmo para todas as situações analisadas, optou-se por apresentar, para os 5 estudos, somente as curvas de análises ao longo do tempo quando o deslocamento horizontal e a aceleração horizontal apresentam seu valor absoluto máximo. Para melhor entendimento do conjunto de análises do estudo paramétrico, todos os resultados encontram-se no Apêndice B.

5.4.1. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$

5.4.1.1. Análise dos Deslocamentos Horizontais

Foi efetuada a análise das curvas de deslocamentos horizontais ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas em 7 pontos ao longo do paramento do muro para $a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$ (aceleração horizontal normalizada máxima aplicada na base do modelo igual a 0,05g). Nas curvas, foi possível observar que os valores dos deslocamentos horizontais máximos positivos $d_{x\text{ máx}}^+$ e negativos $d_{x\text{ máx}}^-$ e seus respectivos instantes e localizações no paramento do muro são, respectivamente:

$$d_{x\text{ máx}}^+ = +12,23\text{mm em } t = 100,0\text{s na Elevação } 0,00\text{m}$$

$$d_{x\text{ máx}}^- = -58,92\text{mm em } t = 107\text{s na Elevação } 2,20\text{m.}$$

Os resultados indicam que o instante crítico quanto aos deslocamentos horizontais ocorre em $t = 107\text{s}$, quando o movimento cíclico provoca no paramento do muro uma tensão normal de natureza ativa, que pode promover sua instabilidade quanto ao deslizamento ou ao tombamento. A Figura 55 apresenta os deslocamentos horizontais ao longo do tempo na elevação 2,20 m, localização onde o valor do deslocamento horizontal absoluto foi máximo e ocorreu no sentido negativo, no instante $t = 107\text{s}$.

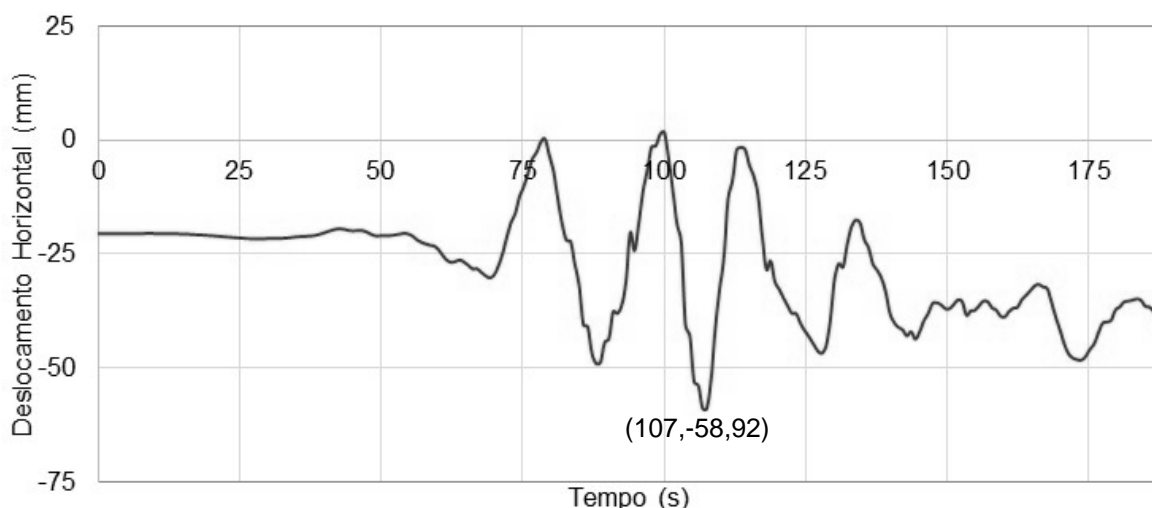


Figura 55 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

A Figura 56 apresenta as curvas dos instantes onde ocorreram os valores máximos positivos e negativos para os deslocamentos horizontais. No mesmo gráfico, apresenta-se a curva dos deslocamentos horizontais no paramento do muro

em condição estática. Nota-se que o comportamento das curvas em condição sísmica é semelhante à condição estática, com o deslocamento máximo no paramento ocorrendo próximo a elevação 2,00 m em cada instante analisado.

A faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais máximos positivos e negativos é de 60,45 mm, com a variação máxima ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 61,53 mm. Comparando-se os deslocamentos horizontais máximos com os ocorridos na condição estática, a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais positivos e os deslocamentos na condição estática é de 22,14 mm, com a máxima variação ocorrendo entre as elevações 2,00 m e 3,00 m, de valor igual a 22,25 mm. Já a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais negativos e a condição estática é de 38,31 mm, com a máxima variação ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 39,47 mm.

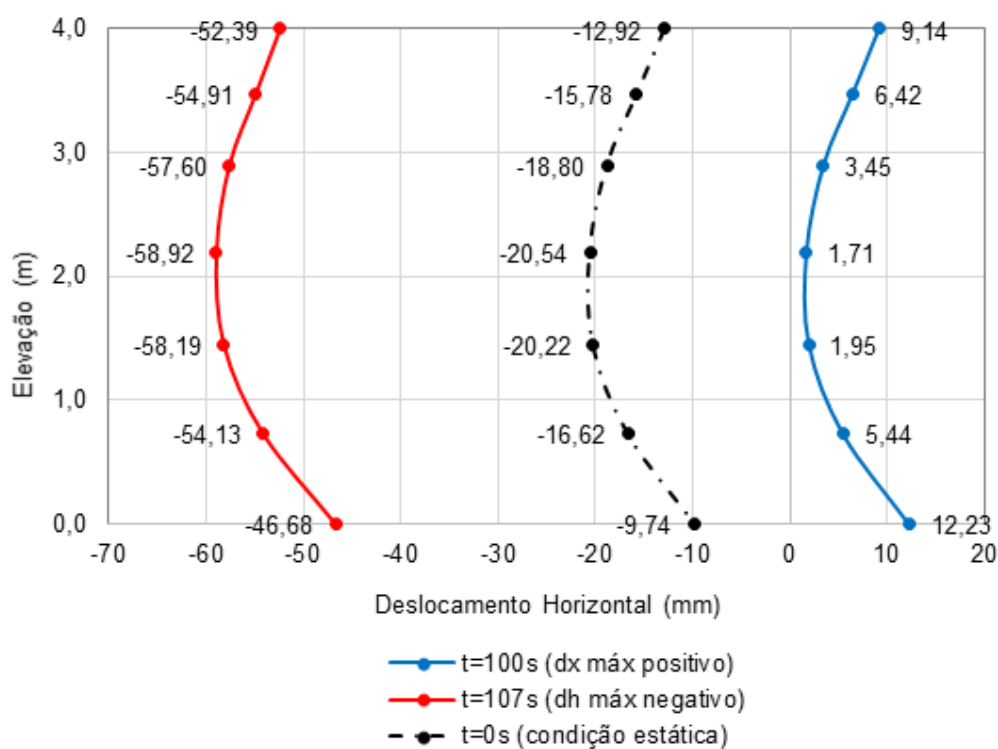


Figura 56 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

5.4.1.2. Análise das Acelerações Horizontais

Procedeu-se à análise da aceleração horizontal, no paramento do muro, ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas, para a aceleração incorporada à base do modelo igual a $0,05g$. Nas curvas, foi possível observar que os valores das acelerações horizontais máximas positivas $ax_{máx}^+$ e negativas $ax_{máx}^-$ e seus respectivos instantes e localizações são:

$$ax_{máx}^+ = +28,02\text{cm/s}^2 \text{ em } t = 107\text{s na Elevação } 4,00\text{m}$$

$$ax_{máx}^- = -18,99\text{cm/s}^2 \text{ em } t = 94\text{s na Elevação } 4,00\text{m}.$$

Logo, o instante crítico quanto à aceleração horizontal de pico no paramento do muro ocorre em $t = 107\text{s}$, e coincide com o instante em que o deslocamento horizontal absoluto é máximo ($dx_{máx}^- = -58,92\text{mm em } t = 107\text{s}$).

A Figura 57 apresenta as curvas com as acelerações horizontais nos dois instantes onde as acelerações nos sentidos positivo e negativo são máximas. Nota-se que para a $a_{x\ máx\ base} = 0,05g$ a faixa de variação entre os valores absolutos máximos é variável, e é máxima no topo do muro (igual a $47,01\text{cm/s}^2$).

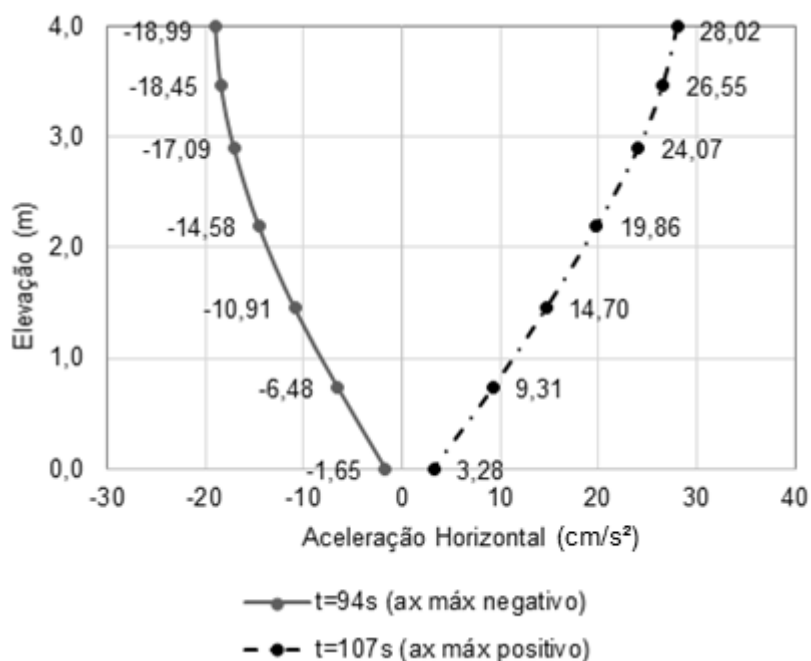


Figura 57 – Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x\ máx\ base} = 0,05g$)

A Figura 58 apresenta as acelerações horizontais ao longo do tempo na elevação 4,00 m, localização na qual o valor absoluto da aceleração horizontal foi máximo (no instante $t = 107s$).

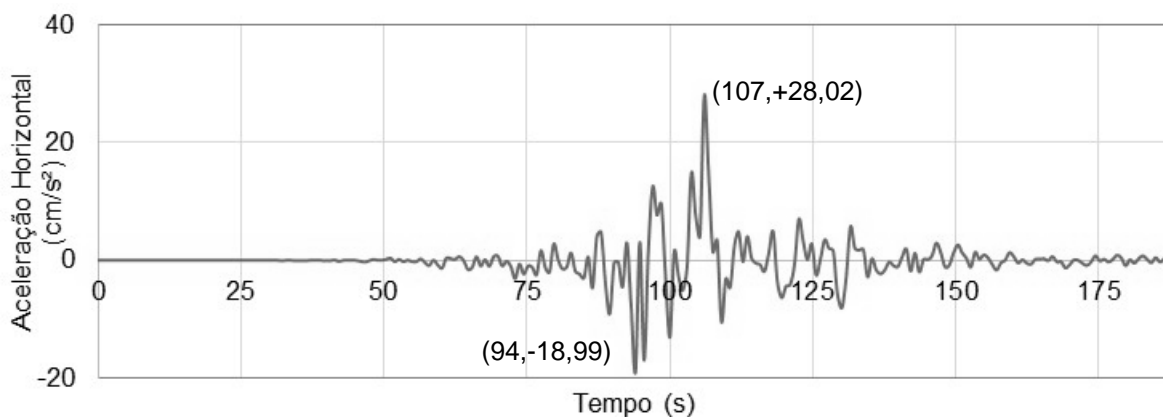


Figura 58 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

A redução da aceleração horizontal atuante no paramento do muro com relação à aceleração aplicada na base do modelo numérico é provocada pelo amortecimento atribuído aos materiais e foi estimada através do estudo em 42,9%, comparando-se o valor da aceleração máxima aplicada na base do modelo e o valor da aceleração máxima absoluta atuante ao longo do paramento do muro.

5.4.2. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$

5.4.2.1. Análise dos Deslocamentos Horizontais

Foi efetuada a análise das curvas de deslocamentos horizontais ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas em 7 pontos ao longo do paramento do muro para $a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$ (aceleração horizontal normalizada máxima aplicada na base do modelo igual a 0,10g). Nas curvas, foi possível observar que os valores dos deslocamentos horizontais máximos positivos $d_{x\text{ máx}}^+$ e negativos $d_{x\text{ máx}}^-$ e seus respectivos instantes e localizações no paramento do muro são, respectivamente:

$$d_{x\text{ máx}}^+ = +33,29\text{mm em } t = 100,0\text{s na Elevação } 0,00\text{m}$$

$$d_{x\text{ máx}}^- = -98,89\text{mm em } t = 107\text{s na Elevação } 2,20\text{m.}$$

Os resultados indicam que o instante crítico quanto aos deslocamentos horizontais ocorre em $t = 107s$, quando o movimento cíclico provoca no paramento do muro uma tensão normal de natureza ativa, que pode promover sua instabilidade quanto ao deslizamento ou ao tombamento. A Figura 59 apresenta os deslocamentos horizontais ao longo do tempo na elevação 2,20 m, localização onde o valor do deslocamento horizontal absoluto foi máximo e ocorreu no sentido negativo, no instante $t = 107s$.

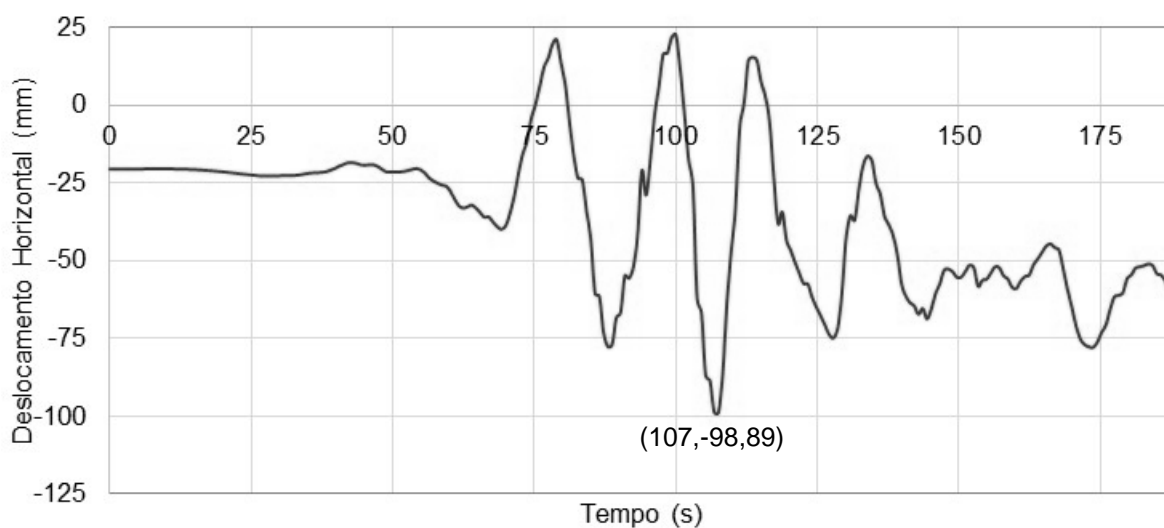


Figura 59 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$)

A Figura 60 apresenta as curvas dos instantes onde ocorreram os valores máximos positivos e negativos para os deslocamentos horizontais. No mesmo gráfico, apresenta-se a curva dos deslocamentos horizontais no paramento do muro em condição estática. Nota-se que o comportamento das curvas em condição sísmica é semelhante à condição estática.

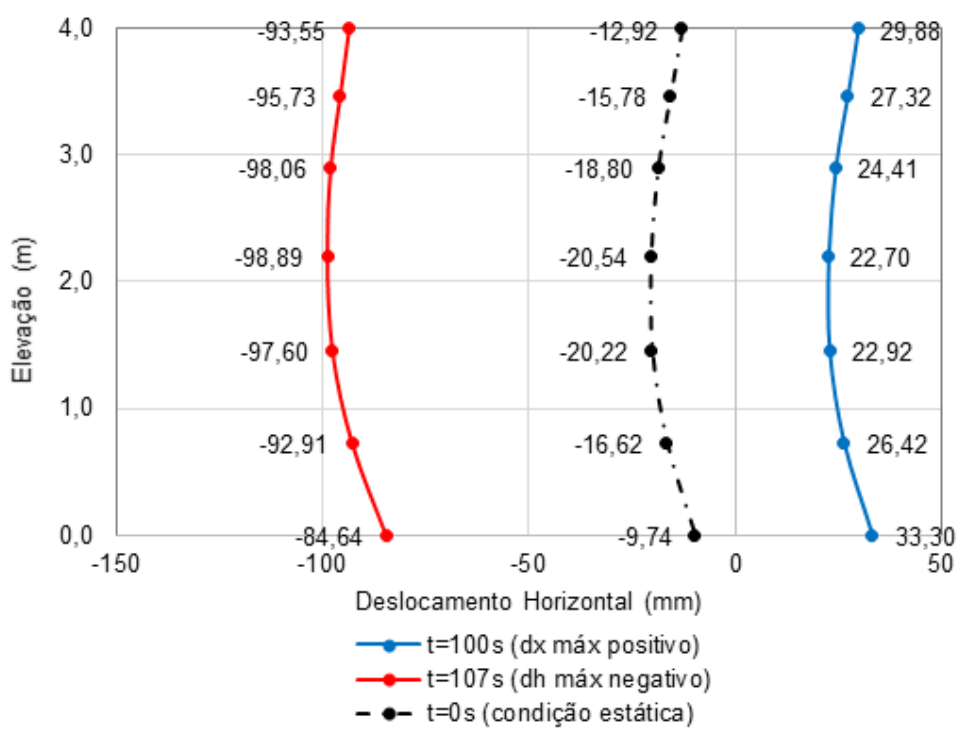


Figura 60 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$)

A faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais máximos positivos e negativos é de 122,62 mm, com a variação máxima ocorrendo na base do muro, de valor igual a 127,94 mm. Comparando-se os deslocamentos horizontais máximos com os ocorridos na condição estática, a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais positivos e os deslocamentos na condição estática é de 43,08 mm, com a máxima variação ocorrendo entre as elevações 2,00 m e 3,00 m, de valor igual a 43,24 mm. Já a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais negativos e a condição estática é de 79,54 mm, com a máxima variação ocorrendo na base do muro, de valor igual a 84,9 mm.

5.4.2.2. Análise das Acelerações Horizontais

Procedeu-se à análise da aceleração horizontal, no paramento do muro, ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas, para a aceleração incorporada à base do modelo igual a $0,10g$. Nas curvas, foi possível observar que os valores das acelerações horizontais máximas positivas $ax_{máx}^+$ e negativas $ax_{máx}^-$ e seus respectivos instantes e localizações são:

$$ax_{máx}^+ = +56,41\text{cm/s}^2 \text{ em } t = 107\text{s na Elevação } 4,00\text{m}$$

$$ax_{máx}^- = -36,44\text{cm/s}^2 \text{ em } t = 94\text{s na Elevação } 4,00\text{m}.$$

Logo, o instante crítico quanto à aceleração horizontal de pico no paramento do muro ocorre em $t = 107\text{s}$, e coincide com o instante em que o deslocamento horizontal absoluto é máximo ($dx_{máx}^- = -98,89\text{mm em } t = 107\text{s}$).

A Figura 61 apresenta as curvas com as acelerações horizontais nos dois instantes onde as acelerações nos sentidos positivo e negativo são máximas. Nota-se que para a $a_{x\ máx\ base} = 0,10g$ a faixa de variação entre os valores absolutos máximos é variável, e máxima no topo do muro (igual a $92,85\text{ cm/s}^2$).

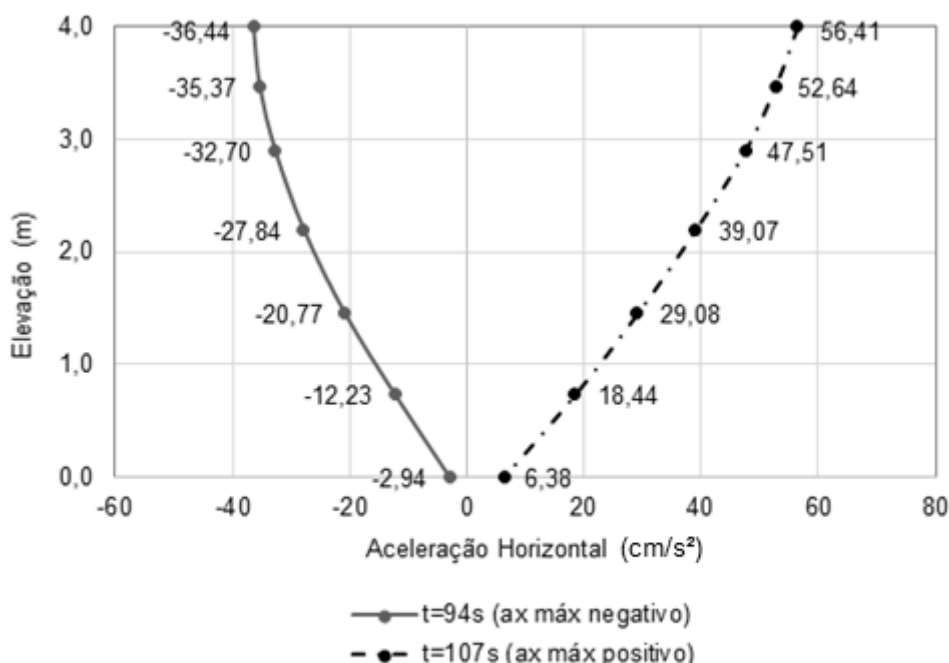


Figura 61 – Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x\ máx\ base} = 0,10g$)

A Figura 62 apresenta as acelerações horizontais ao longo do tempo na elevação 4,00 m, localização na qual o valor absoluto da aceleração horizontal foi máximo (no instante $t = 107s$).

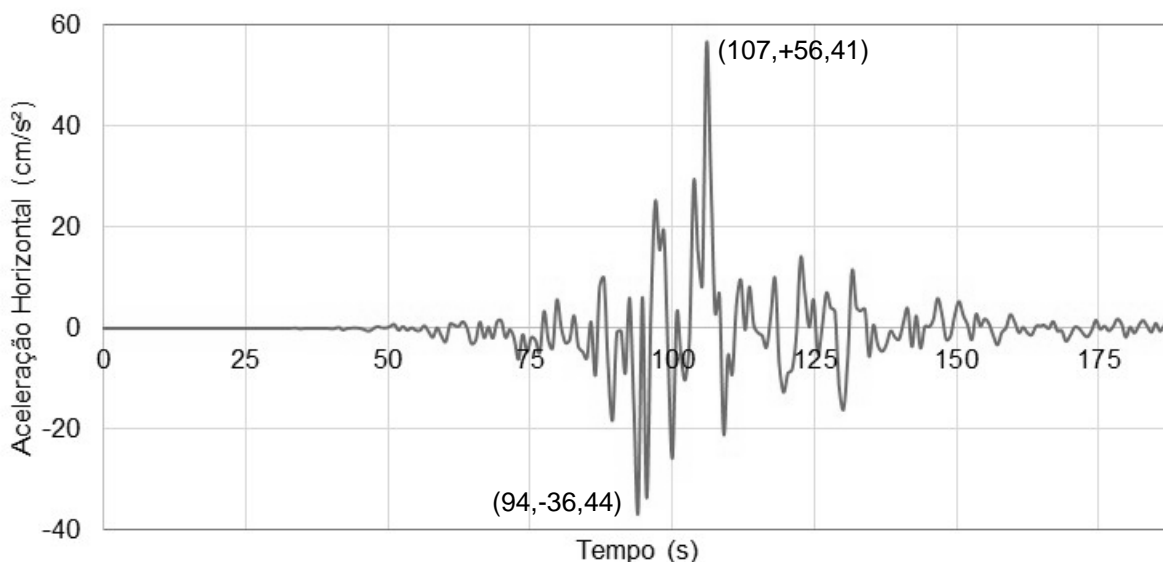


Figura 62 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$)

A redução da aceleração horizontal atuante no paramento do muro com relação à aceleração aplicada na base do modelo numérico é provocada pelo amortecimento atribuído aos materiais e foi estimada através do estudo em 42,5%, comparando-se o valor da aceleração máxima aplicada na base do modelo e o valor da aceleração máxima absoluta atuante ao longo do paramento do muro.

5.4.3. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x\text{ máx base}} = 0,15g$

6.4.3.1. Análise dos Deslocamentos Horizontais

Foi efetuada a análise das curvas de deslocamentos horizontais ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas em 7 pontos ao longo do paramento do muro para $a_{x\text{ máx base}} = 0,15g$ (aceleração horizontal normalizada máxima aplicada na base do modelo igual a 0,15g). Nas curvas, foi possível observar que os valores dos deslocamentos horizontais máximos positivos $d_{x\text{ máx}}^+$ e negativos $d_{x\text{ máx}}^-$ e seus respectivos instantes e localizações no paramento do muro são, respectivamente:

$$d_{x\text{ máx}}^+ = +52,36\text{mm em } t = 79\text{s na Elevação } 0,00\text{m}$$

$$d_{x\text{ máx}}^- = -142,82\text{mm em } t = 107\text{s na Elevação } 2,90\text{m.}$$

Os resultados indicam que o instante crítico quanto aos deslocamentos horizontais ocorre em $t = 107s$, quando o movimento cíclico provoca no paramento do muro uma tensão normal de natureza ativa, que pode promover sua instabilidade quanto ao deslizamento ou ao tombamento. A Figura 63 apresenta os deslocamentos horizontais ao longo do tempo na elevação 2,90 m, localização onde o valor do deslocamento horizontal absoluto foi máximo e ocorreu no sentido negativo, no instante $t = 107s$.

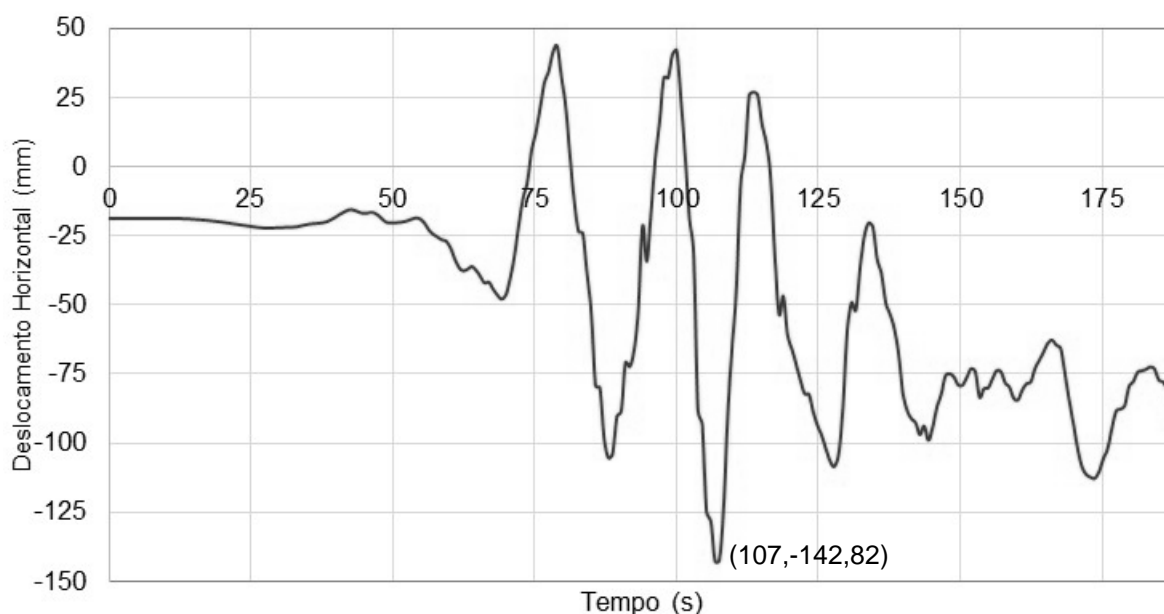


Figura 63 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,15g$)

A Figura 64 apresenta as curvas dos instantes onde ocorreram os valores máximos positivos e negativos para os deslocamentos horizontais. No mesmo gráfico, apresenta-se a curva dos deslocamentos horizontais no paramento do muro em condição estática. Nota-se que o comportamento das curvas em condição sísmica é semelhante à condição estática.

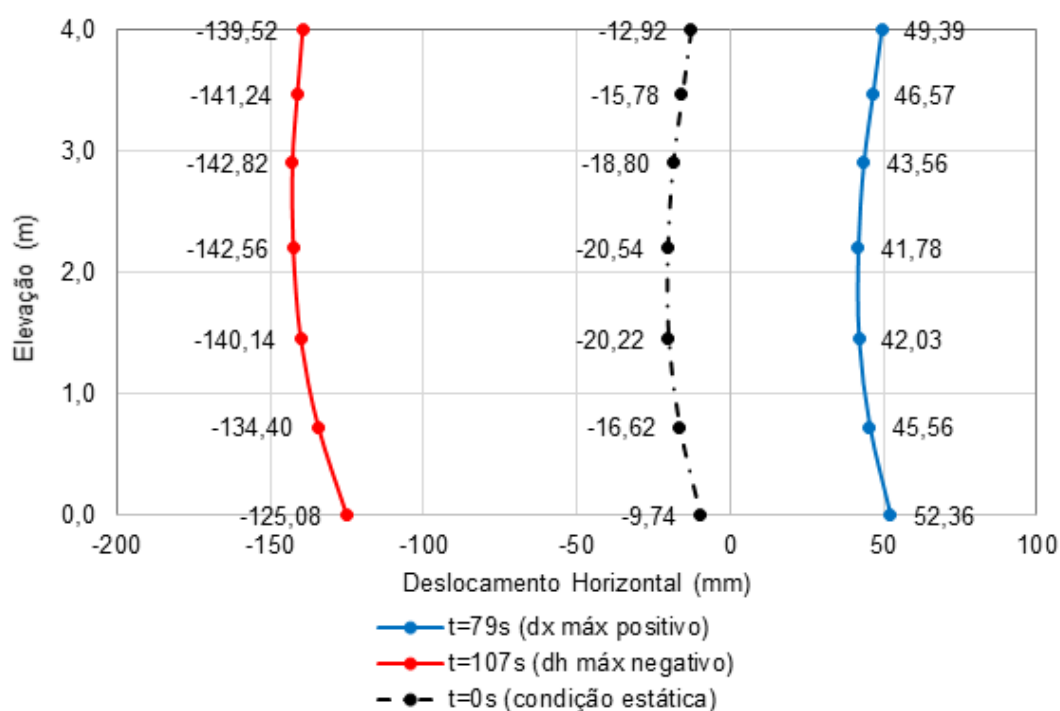


Figura 64 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x\text{ máx base}} = 0,15g$)

A faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais máximos positivos e negativos é de 183,96 mm, com a variação máxima ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 188,91 mm. Comparando-se os deslocamentos horizontais máximos com os ocorridos na condição estática, a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais positivos e os deslocamentos na condição estática é de 62,27 mm, com a máxima variação ocorrendo entre as elevações 2,00 m e 3,00 m, de valor igual a 62,36 mm. Já a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais negativos e a condição estática é de 121,69 mm, com a máxima variação ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 126,60 mm.

5.4.3.2. Análise das Acelerações Horizontais

Procedeu-se à análise da aceleração horizontal, no paramento do muro, ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas, para a aceleração incorporada à base do modelo igual a $0,15g$. Nas curvas, foi possível observar que os valores das acelerações horizontais máximas positivas $ax_{máx}^+$ e negativas $ax_{máx}^-$ e seus respectivos instantes e localizações são:

$$ax_{máx}^+ = +83,83\text{cm/s}^2 \text{ em } t = 107\text{s na Elevação } 4,00\text{m}$$

$$ax_{máx}^- = -51,92\text{cm/s}^2 \text{ em } t = 94\text{s na Elevação } 4,00\text{m}.$$

Logo, o instante crítico quanto à aceleração horizontal de pico no paramento do muro ocorre em $t = 107\text{s}$, e coincide com o instante em que o deslocamento horizontal absoluto é máximo ($dx_{máx}^- = -142,82\text{mm}$ em $t = 107\text{s}$).

A Figura 65 apresenta as curvas com as acelerações horizontais nos dois instantes onde as acelerações nos sentidos positivo e negativo são máximas. Nota-se que para a $a_{x\ máx\ base} = 0,15g$ a faixa de variação entre os valores absolutos máximos é variável, e máxima no topo do muro (igual a $135,75\text{ cm/s}^2$).

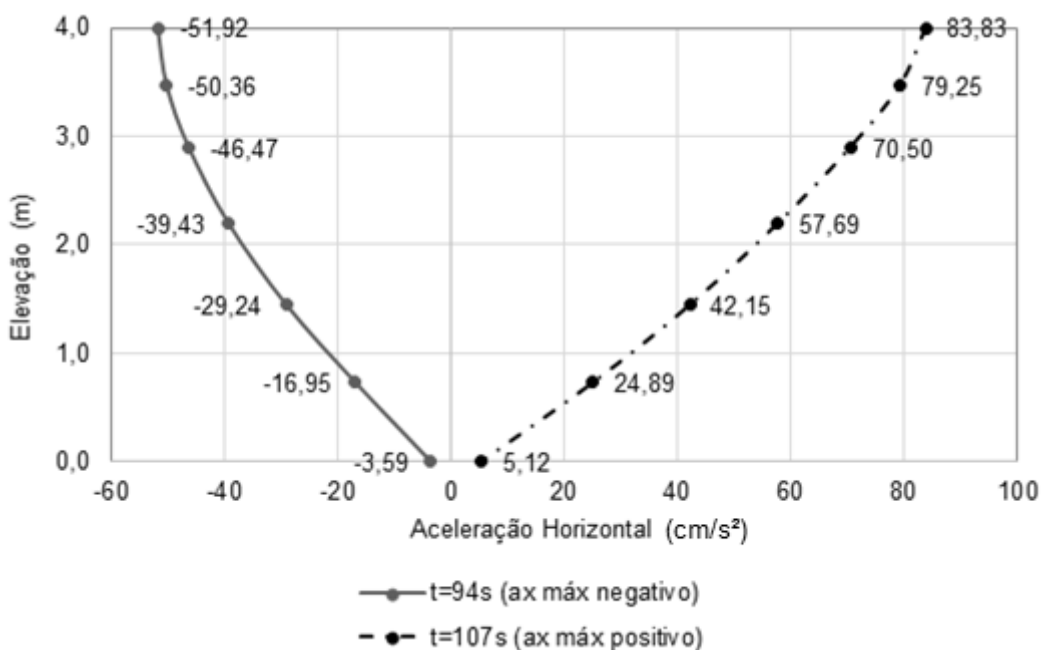


Figura 65 - Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x\ máx\ base} = 0,15g$)

A Figura 66 apresenta as acelerações horizontais ao longo do tempo na elevação 4,00m, localização na qual o valor absoluto da aceleração horizontal foi máximo (no instante $t = 107s$).

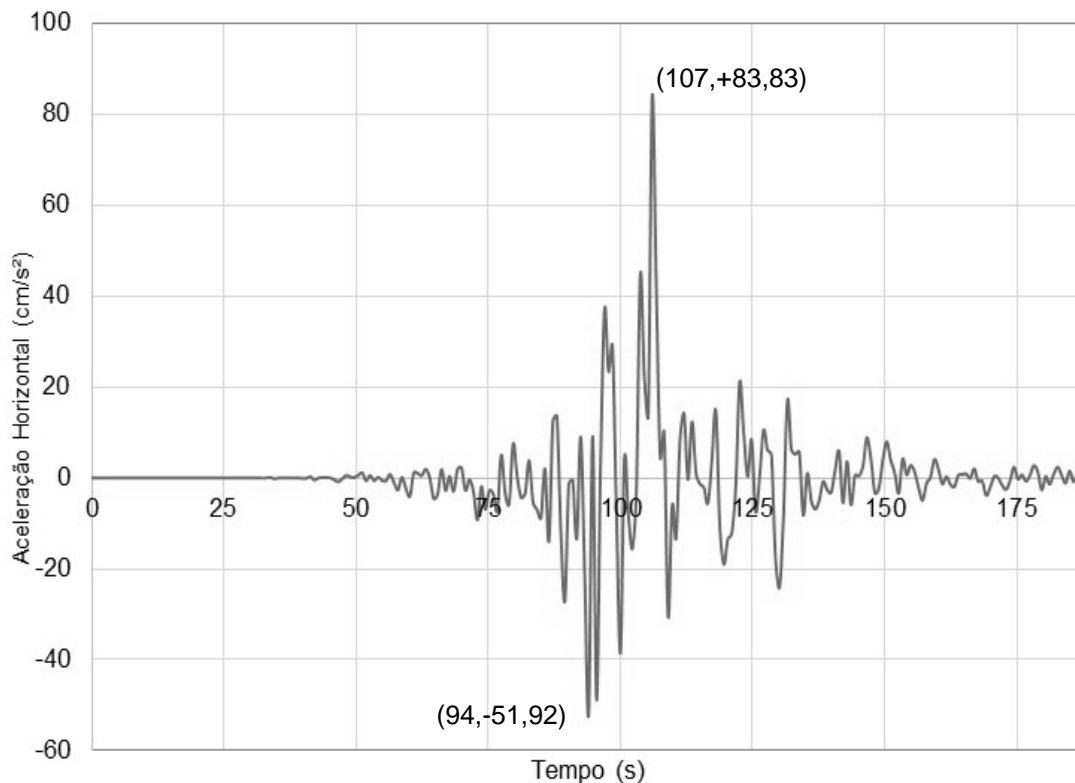


Figura 66 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

A redução da aceleração horizontal atuante no paramento do muro com relação à aceleração aplicada na base do modelo numérico é provocada pelo amortecimento atribuído aos materiais e foi estimada através do estudo em 43%, comparando-se o valor da aceleração máxima aplicada na base do modelo e o valor da aceleração máxima absoluta atuante ao longo do paramento do muro.

5.4.4. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$

5.4.4.1. Análise dos Deslocamentos Horizontais

Foi efetuada a análise das curvas de deslocamentos horizontais ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas em 7 pontos ao longo do paramento do muro para $a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$ (aceleração horizontal normalizada máxima aplicada na base do modelo igual a $0,20g$). Nas curvas, foi possível observar que os valores dos deslocamentos horizontais máximos positivos $d_{x\text{ máx}}^+$ e negativos $d_{x\text{ máx}}^-$ e seus respectivos instantes e localizações no paramento do muro são, respectivamente:

$$d_{x\text{ máx}}^+ = +73,06\text{mm em } t = 79\text{s na Elevação } 0,00\text{m}$$

$$d_{x\text{ máx}}^- = -191,60\text{mm em } t = 107\text{s na Elevação } 2,90\text{m.}$$

Os resultados indicam que o instante crítico quanto aos deslocamentos horizontais ocorre em $t = 107\text{s}$, quando o movimento cíclico provoca no paramento do muro uma tensão normal de natureza ativa, que pode promover sua instabilidade quanto ao deslizamento ou ao tombamento. A Figura 67 apresenta os deslocamentos horizontais ao longo do tempo na elevação 2,90 m, localização onde o valor do deslocamento horizontal absoluto foi máximo e ocorreu no sentido negativo, no instante $t = 107\text{s}$.

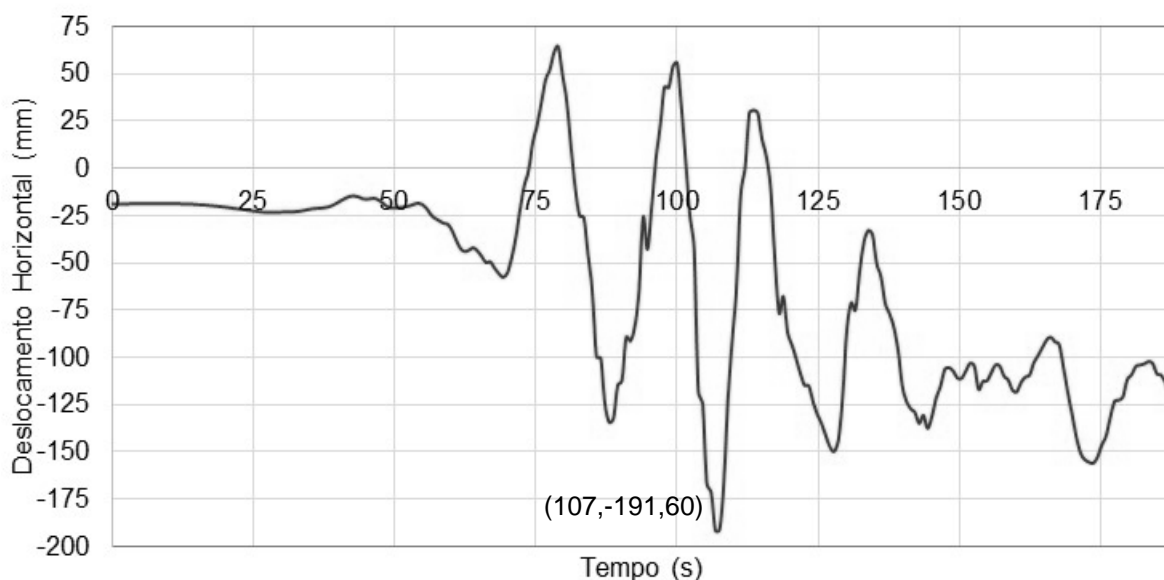


Figura 67 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)

A Figura 68 apresenta as curvas dos instantes onde ocorreram os valores máximos positivos e negativos para os deslocamentos horizontais. No mesmo gráfico, apresenta-se a curva dos deslocamentos horizontais no paramento do muro em condição estática. Nota-se que o comportamento das curvas em condição sísmica é semelhante à condição estática.

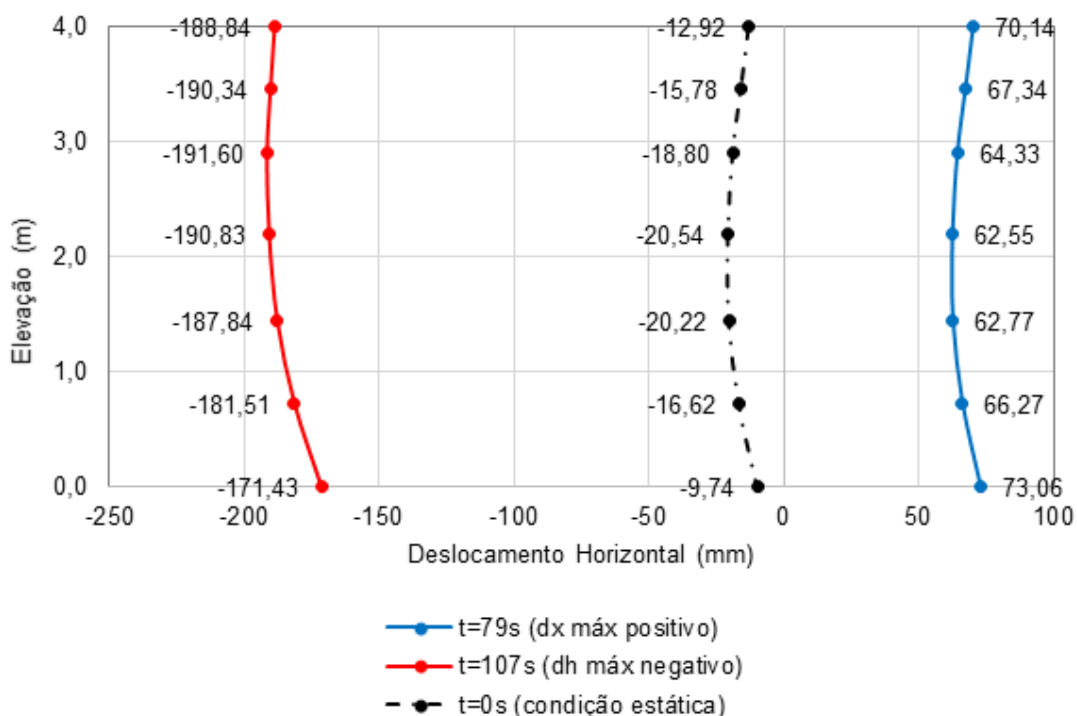


Figura 68 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)

A faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais máximos positivos e negativos é de 252,69 mm, com a variação máxima ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 258,98 mm. Comparando-se os deslocamentos horizontais máximos com os ocorridos na condição estática, a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais positivos e os deslocamentos na condição estática é de 83,01 mm, com a máxima variação ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 83,06 mm. Já a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais negativos e a condição estática é de 169,6 mm, com a máxima variação ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 175,92 mm.

5.4.4.2. Análise das Acelerações Horizontais

Procedeu-se a análise da aceleração horizontal, no paramento do muro, ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas, para a aceleração incorporada à base do modelo igual a $0,20g$. Nas curvas, foi possível observar que os valores das acelerações horizontais máximas positivas $ax_{máx}^+$ e negativas $ax_{máx}^-$ e seus respectivos instantes e localizações são:

$$ax_{máx}^+ = +110,66 \text{ cm/s}^2 \text{ em } t = 107 \text{ s na Elevação } 4,00 \text{ m}$$

$$ax_{máx}^- = -67,07 \text{ cm/s}^2 \text{ em } t = 94 \text{ s na Elevação } 4,00 \text{ m.}$$

Logo, o instante crítico quanto à aceleração horizontal de pico no paramento do muro ocorre em $t = 107 \text{ s}$, e coincide com o instante em que o deslocamento horizontal absoluto é máximo ($dx_{máx}^- = -191,60 \text{ mm em } t = 107 \text{ s}$).

A Figura 69 apresenta as curvas com as acelerações horizontais nos dois instantes onde as acelerações nos sentidos positivo e negativo são máximas. Nota-se que para a $a_{x \text{ máx } base} = 0,20g$ a faixa de variação entre os valores absolutos máximos é variável, e máxima no topo do muro (igual a $177,73 \text{ cm/s}^2$).

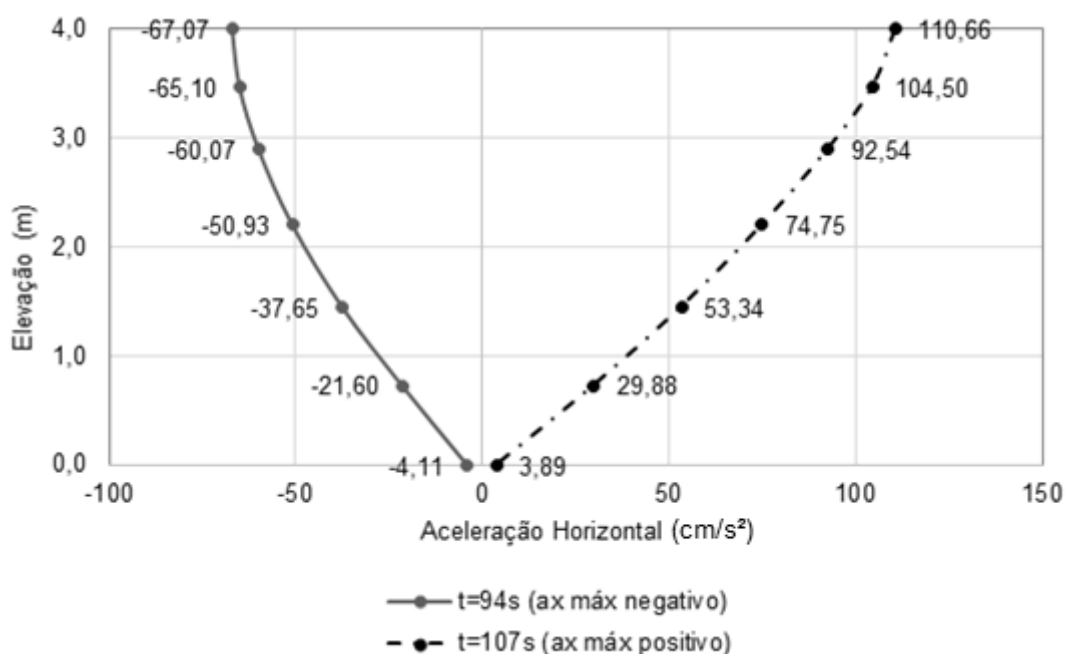


Figura 69 - Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x \text{ máx } base} = 0,20g$)

A Figura 70 apresenta as acelerações horizontais ao longo do tempo na elevação 4,00 m, localização na qual o valor absoluto da aceleração horizontal foi máximo (no instante $t = 107s$).

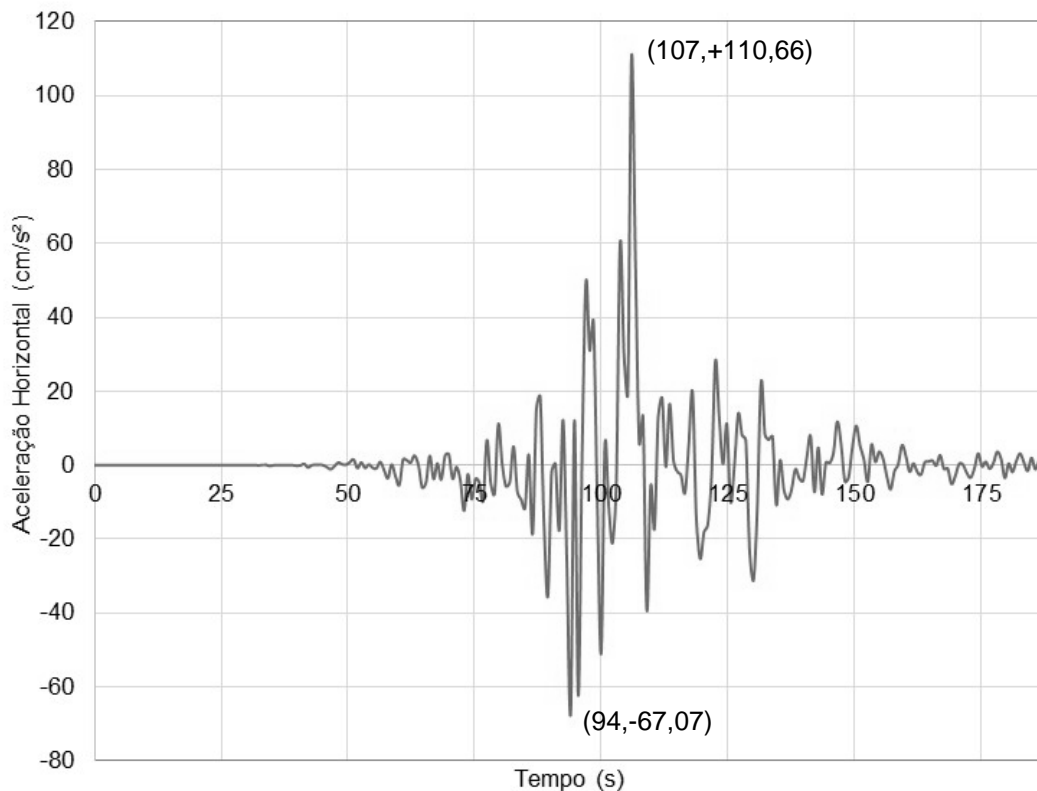


Figura 70 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

A redução da aceleração horizontal atuante no paramento do muro com relação à aceleração aplicada na base do modelo numérico é provocada pelo amortecimento atribuído aos materiais e foi estimada através do estudo em 43,5%, comparando-se o valor da aceleração máxima aplicada na base do modelo e o valor da aceleração máxima absoluta atuante ao longo do paramento do muro.

5.4.5. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x\text{ máx base}} = 0,25g$

5.4.5.1. Análise dos Deslocamentos Horizontais

Foi efetuada a análise das curvas de deslocamentos horizontais ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas em 7 pontos ao longo do paramento do muro para $a_{x\text{ máx base}} = 0,25g$ (aceleração horizontal normalizada máxima aplicada na base do modelo igual a $0,25g$). Nas curvas, foi possível observar que os valores dos deslocamentos horizontais máximos positivos $d_{x\text{ máx}}^+$ e negativos $d_{x\text{ máx}}^-$ e seus respectivos instantes e localizações no paramento do muro são, respectivamente:

$$d_{x\text{ máx}}^+ = +93,67\text{mm em } t = 79\text{s na Elevação } 0,00\text{m}$$

$$d_{x\text{ máx}}^- = -245,37\text{mm em } t = 107\text{s na Elevação } 2,90\text{m.}$$

Os resultados indicam que o instante crítico quanto aos deslocamentos horizontais ocorre em $t = 107\text{s}$, quando o movimento cíclico provoca no paramento do muro uma tensão normal de natureza ativa, que pode promover sua instabilidade quanto ao deslizamento ou ao tombamento. A Figura 71 apresenta os deslocamentos horizontais ao longo do tempo na elevação 2,90 m, localização onde o valor do deslocamento horizontal absoluto foi máximo e ocorreu no sentido negativo, no instante $t = 107\text{s}$.

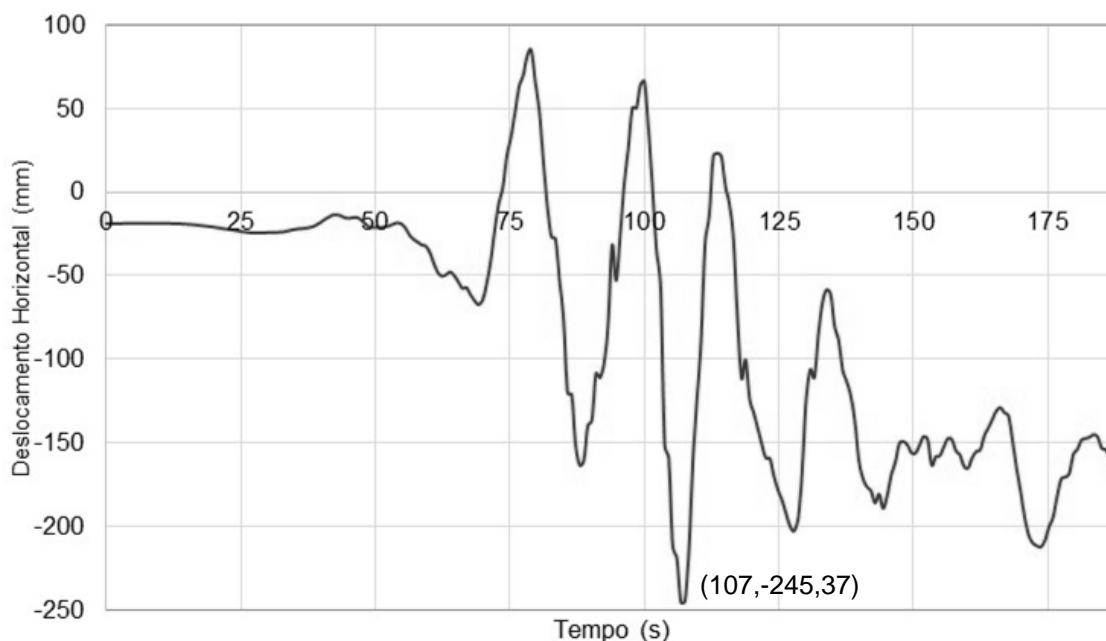


Figura 71 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,25g$)

A Figura 72 apresenta as curvas dos instantes onde ocorreram os valores máximos positivos e negativos para os deslocamentos horizontais. No mesmo gráfico, apresenta-se a curva dos deslocamentos horizontais no paramento do muro em condição estática. Nota-se que o comportamento das curvas em condição sísmica é semelhante ao comportamento em condição estática.

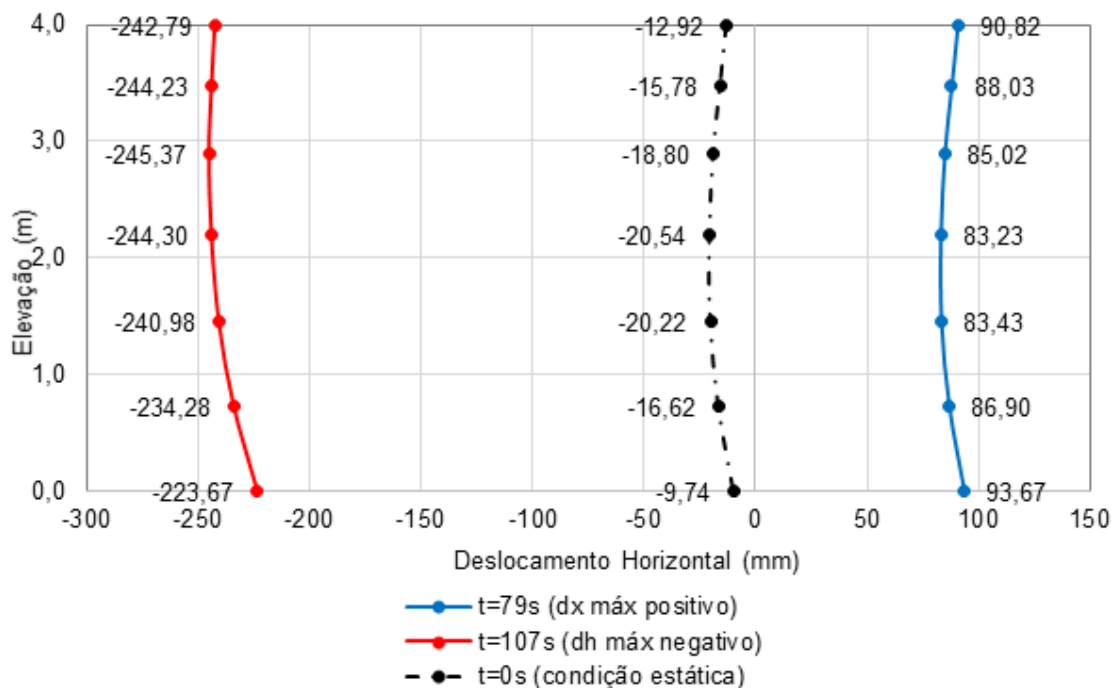


Figura 72 – Deslocamento Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_x máx base = 0,25g$)

A faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais máximos positivos e negativos é de 326,67 mm, com a variação máxima ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 333,61 mm. Comparando-se os deslocamentos horizontais máximos com os ocorridos na condição estática, a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais positivos e os deslocamentos na condição estática é de 103,67 mm, com a máxima variação ocorrendo entre a elevação 2,00 m e 3,00 m, de valor igual a 103,82 mm. Já a faixa de variação média entre os deslocamentos horizontais negativos e a condição estática é de 223,00 mm, com a máxima variação ocorrendo no topo do muro, de valor igual a 229,87 mm.

5.4.5.2. Análise das Acelerações Horizontais

Procedeu-se a análise da aceleração horizontal, no paramento do muro, ao longo do tempo obtidas nas análises numéricas, para a aceleração incorporada à base do modelo igual a $0,25g$. Nas curvas, foi possível observar que os valores das acelerações horizontais máximas positivas $ax_{máx}^+$ e negativas $ax_{máx}^-$ e seus respectivos instantes e localizações são:

$$ax_{máx}^+ = +136,09 \text{ cm/s}^2 \text{ em } t = 107 \text{ s na Elevação } 4,00 \text{ m}$$

$$ax_{máx}^- = -82,53 \text{ cm/s}^2 \text{ em } t = 94 \text{ s na Elevação } 4,00 \text{ m.}$$

Logo, o instante crítico quanto à aceleração horizontal de pico no paramento do muro ocorre em $t = 107 \text{ s}$, e coincide com o instante em que o deslocamento horizontal absoluto é máximo ($dx_{máx}^- = -191,60 \text{ mm em } t = 107 \text{ s}$).

A Figura 73 apresenta as curvas com as acelerações horizontais nos dois instantes onde as acelerações nos sentidos positivo e negativo são máximas. Nota-se que para a $a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$ a faixa de variação entre os valores absolutos máximos é variável, e máxima no topo do muro (igual a $218,62 \text{ cm/s}^2$).

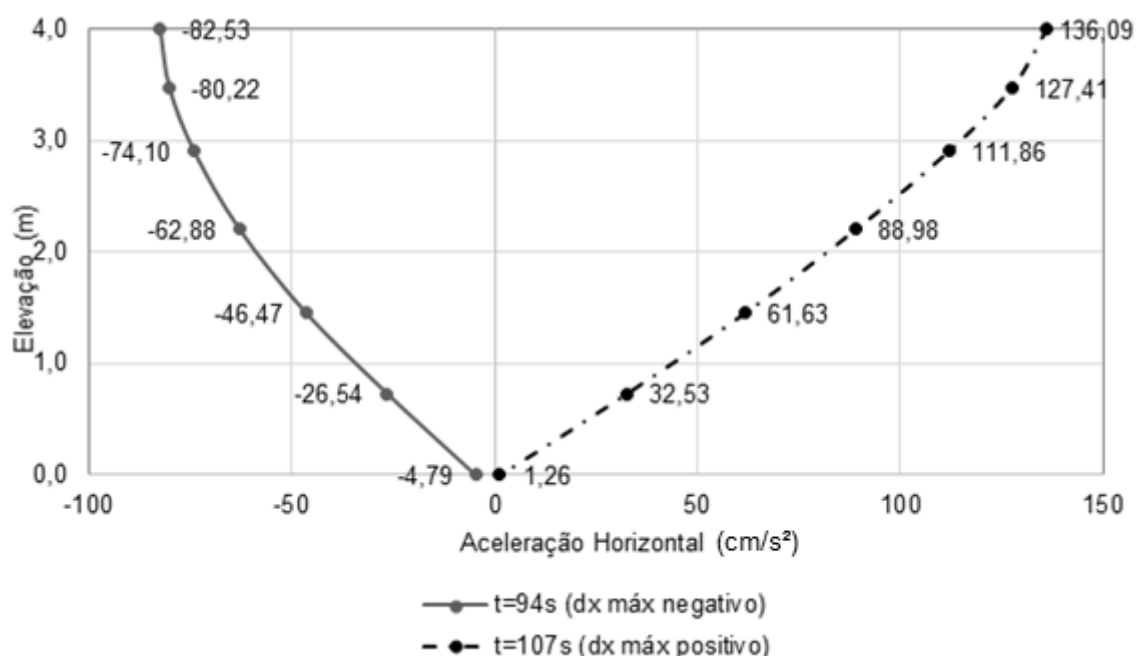


Figura 73 – Aceleração Horizontal ao longo do paramento do muro ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

A Figura 74 apresenta as acelerações horizontais ao longo do tempo na elevação 4,00 m, localização na qual o valor absoluto da aceleração horizontal foi máximo (no instante $t = 107s$).

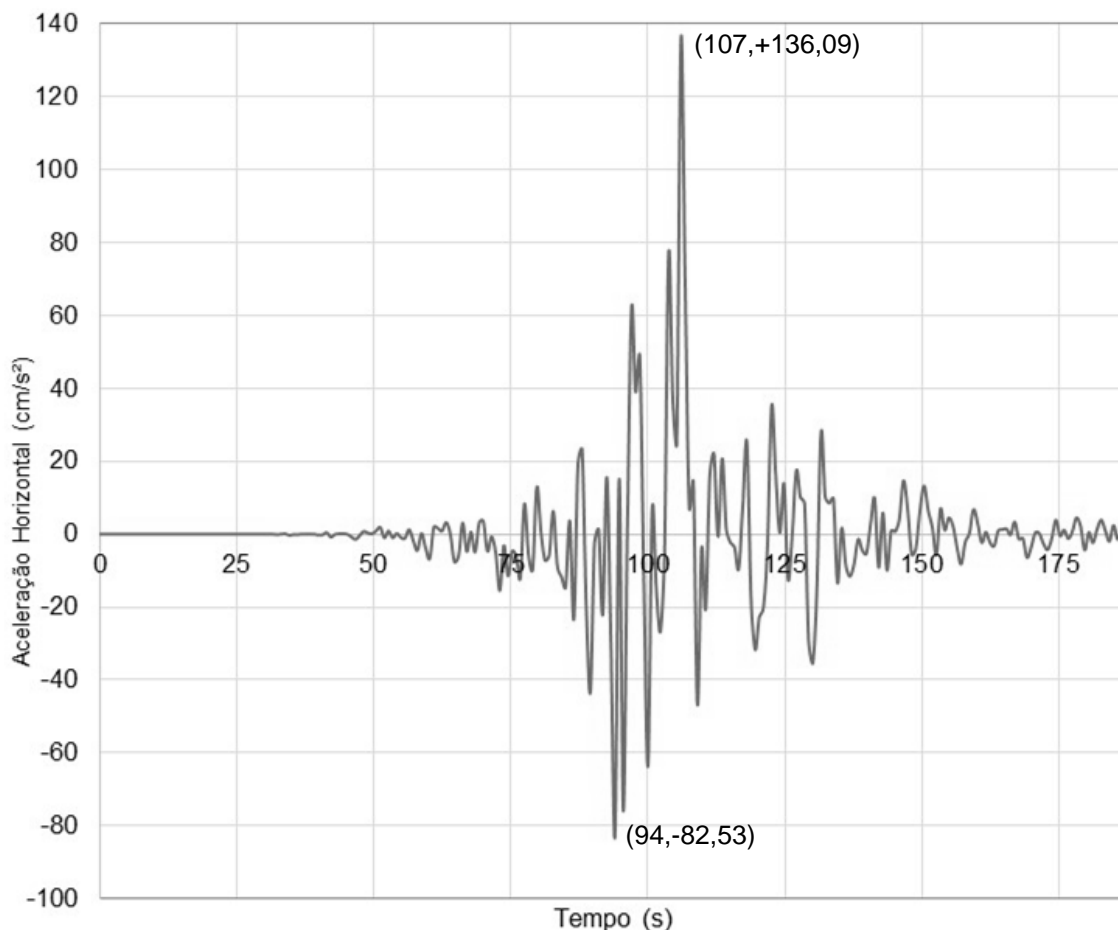


Figura 74 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

A redução da aceleração horizontal atuante no paramento do muro com relação à aceleração aplicada na base do modelo numérico é provocada pelo amortecimento atribuído aos materiais e foi estimada através do estudo em 44,5%, comparando-se o valor da aceleração máxima aplicada na base do modelo e o valor da aceleração máxima absoluta atuante ao longo do paramento do muro.

5.4.6. Análise dos Resultados Obtidos

Os instantes de tempo nos quais os deslocamentos horizontais apresentaram seus valores absolutos máximos coincidiram com os instantes de tempo nas quais ocorreram os valores absolutos máximos das acelerações horizontais. Conforme pode ser visto nos itens 6.4.1 a 6.4.5, todos os valores absolutos máximos de deslocamentos e acelerações horizontais ocorreram no instante $t = 107s$. Esse comportamento era esperado, pois utilizou-se um mesmo evento sísmico normalizado para cinco valores diferentes de aceleração de pico, de forma que fosse possível avaliar o comportamento da estrutura utilizando-se como variável paramétrica somente o crescimento da aceleração horizontal aplicada na base.

A Tabela 13 apresenta o resumo dos resultados para os deslocamentos horizontais máximos. Os valores dos deslocamentos absolutos máximos para cada um dos valores de aceleração máxima normalizada aplicada na base do modelo encontram-se hachurados. Nas cinco análises, o máximo valor absoluto de deslocamento horizontal causou um empuxo de natureza ativa no paramento do muro. A pequena variação dos deslocamentos ao longo do paramento do muro, na análise do instante de tempo para o qual os deslocamentos horizontais são máximos demonstra que o paramento do muro sofre uma translação no sentido desses deslocamentos, sendo o deslizamento na base uma das condições de instabilidade externa mais críticas nos instantes dos deslocamentos horizontais máximos analisados.

Tabela 13 – Deslocamentos Horizontais Máximos Positivos e Negativos no Paramento do Muro (mm)

Elevação	Condição Estática	Condição - Aceleração na Base a_x máx base									
		0,05g		0,10g		0,15g		0,20g		0,25g	
		d_x máx	d_x máx ⁻	d_x máx ⁺	d_x máx ⁻	d_x máx ⁺	d_x máx ⁻	d_x máx ⁺	d_x máx ⁻	d_x máx ⁺	d_x máx ⁻
4,00m	-12,92	-52,39	9,14	-93,55	29,88	-139,5	49,39	-188,8	70,14	-242,8	90,82
3,47m	-15,78	-54,91	6,42	-95,73	27,32	-141,2	46,57	-190,3	67,34	-244,2	88,03
2,90m	-18,8	-57,6	3,45	-98,06	24,41	-142,8	43,56	-191,6	64,33	-245,4	85,02
2,20m	-20,54	-58,92	1,71	-98,89	22,7	-142,6	41,78	-190,8	62,55	-244,3	83,23
1,45m	-20,22	-58,19	1,95	-97,6	22,92	-140,1	42,03	-187,8	62,77	-241	83,43
0,75m	-16,62	-54,13	5,44	-92,91	26,42	-134,4	45,56	-181,5	66,27	-234,3	86,9
0,00m	-9,74	-46,68	12,23	-94,64	33,3	-125,8	52,36	-171,4	73,06	-223,7	93,67

A Tabela 14 apresenta o resumo dos resultados para as acelerações horizontais máximas. Todos os valores máximos positivos e negativos ocorreram na elevação 4,00 m. Os valores absolutos máximos das acelerações, para cada um dos valores de aceleração máxima normalizada aplicada na base do modelo, encontram-se hachurados. O resultado é coerente, visto que ocorre a amplificação do movimento sísmico quanto mais afastado da base do modelo.

Nota-se, também, que o valor máximo da aceleração obtido no modelo é de 136,09 cm/s². Esse valor é 0,139 g, o que representa uma redução de 44,5% com relação à aceleração aplicada na base.

Tabela 14 – Acelerações Horizontais Máximas Positivas e Negativas no Paramento do Muro (cm/s²)

Elevação	Condição - Aceleração na Base $a_x \text{ máx base}$									
	0,05g		0,10g		0,15g		0,20g		0,25g	
	$a_x \text{ máx}^-$	$a_x \text{ máx}^+$	$a_x \text{ máx}^-$	$a_x \text{ máx}^+$	$a_x \text{ máx}^-$	$a_x \text{ máx}^+$	$a_x \text{ máx}^-$	$a_x \text{ máx}^+$	$a_x \text{ máx}^-$	$a_x \text{ máx}^+$
4,00m	-18,99	28,02	-36,44	56,41	-51,92	83,83	-67,07	110,66	-82,53	136,09
3,47m	-18,45	26,55	-35,37	52,64	-50,36	79,25	-65,10	104,50	-80,22	127,41
2,90m	-17,09	24,07	-32,70	47,51	-46,47	70,50	-60,07	92,54	-74,10	111,86
2,20m	-14,58	19,86	-27,84	39,07	-39,43	57,69	-50,93	74,75	-62,88	88,98
1,45m	-10,91	14,70	-20,77	29,08	-29,24	42,15	-37,65	53,34	-46,47	61,63
0,75m	-6,48	9,31	-12,23	18,44	-16,95	24,89	-21,60	29,88	-26,54	32,53
0,00m	-1,65	3,28	-2,94	6,38	-3,59	5,12	-4,11	3,89	-4,79	1,26

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A abordagem utilizada nas análises da presente dissertação, submetendo um modelo numérico de um muro de gravidade a 5 carregamentos sísmicos, apresenta limitações devido à pequena representatividade estatística das conclusões que podem ser tiradas de um número restrito de análises. No dimensionamento de um muro de gravidade, para superar esse problema, é necessário efetuar um conjunto de análises para diversos acelerogramas representativos da zona sísmica em que se situa o muro e proceder posteriormente ao tratamento estatístico dos resultados obtidos.

No entanto, o real objetivo do estudo apresentado foi avaliar a influência e como os diversos fatores envolvidos na modelagem numérica de um muro de gravidade afetam o seu comportamento, avaliado do ponto de vista da variação dos deslocamentos e acelerações horizontais atuantes no paramento do muro. A seguir, apresentam-se as conclusões do estudo apresentado e as sugestões para pesquisas futuras.

6.1. Conclusões

A presente dissertação apresentou um estudo do comportamento de um muro de gravidade flexível submetido a carregamentos sísmicos. Utilizou-se um software computacional aplicado à Geotecnia, o *Plaxis*, para a calibração de um modelo numérico em situação estática e posterior desenvolvimento das análises paramétricas em condições sísmicas. O estudo paramétrico do muro de gravidade em condição dinâmica determinou, através de análises numéricas, os valores dos deslocamentos e acelerações horizontais que ocorreram no paramento do muro de gravidade quando introduzido ao modelo um carregamento sísmico.

A influência do carregamento sísmico, e mais precisamente da variação da aceleração horizontal de pico, foi avaliada através da análise dos resultados obtidos no estudo paramétrico em condições sísmicas. Optou-se pela análise ao longo do tempo, introduzindo o carregamento sísmico ao modelo numérico do qual fazia parte o muro de gravidade através de 5 históricos temporais de acelerogramas horizontais normalizados em 0,05g, 0,10g, 0,15g, 0,20g e 0,25g. O evento sísmico de origem dos acelerogramas normalizados foi o terremoto ocorrido no Chile em 27 de

fevereiro de 2010 e medido na estação em *San Jose de Maipo*, a 332,7 km do epicentro do terremoto.

Alguns dos vários fatores que influenciam potencialmente nos resultados numéricos em condições sísmicas foram apresentados, destacando-se os aspectos relacionados à modelagem numérica em condição de sismo. A atribuição de contornos amortecedores seguiu os modelos propostos por KUHLEMEYER e LYSMER *apud* BRIEKGREVE (2002), de forma a mitigar o problema da perda de energia por radiação nos contornos do modelo. As recomendações posteriores dos mesmos autores quanto à dimensão dos elementos da malha gerada no modelo também foram seguidas, de forma a permitir a transmissão das ondas sísmicas ao longo da profundidade do modelo.

A consideração do amortecimento do solo de fundação, do retroaterro e do muro de solo-pneus utilizou o modelo de amortecimento visco-elástico de *Rayleigh*. A calibração dos coeficientes de *Rayleigh* foi identificada com um problema crítico para a modelagem numérica, face às dificuldades associadas à estimativa desses parâmetros. Utilizando-se da metodologia proposta por WOODWARD e GRIFFITHS (1996), notou-se que o comportamento do modelo foi satisfatório com relação ao esperado, provocando uma redução no valor da aceleração incorporada na base para a aceleração máxima atuante no paramento do muro de aproximadamente 45%.

Duas análises foram realizadas no intuito de avaliar o comportamento do muro de gravidade em condição sísmica: (1) verificação da influência da variação do acelerograma horizontal normalizado introduzido na base do modelo nos valores das acelerações e deslocamentos horizontais atuantes no muro, e (2) influência do carregamento sísmico em comparação com a situação estática, comparando-se os valores dos deslocamentos horizontais obtidos na análise estática e nas análises dinâmicas.

Nas análises em condição sísmica, os valores dos deslocamentos horizontais absolutos máximos variaram entre 58 mm (para a aceleração normalizada em 0,05g) e 245 mm (para a aceleração normalizada em 0,25g). Em todas as análises, como era esperado, o valor do deslocamento horizontal máximo ocorreu no mesmo sentido (deslocamento no sentido negativo do eixo horizontal, indo na direção do paramento do muro e causando comportamento de natureza ativa) e no mesmo instante de tempo $t=107$ s. Esse instante também foi o momento em que ocorreram

as máximas acelerações horizontais no paramento do muro. Os incrementos de deslocamento devidos ao carregamento sísmico foram significativamente maiores que os deslocamentos horizontais obtidos na análise em condição estática, que foram de no máximo, 21 mm.

A pequena variação dos deslocamentos ao longo do paramento do muro, na análise do instante de tempo para o qual os deslocamentos horizontais são máximos demonstra que o paramento do muro sofre uma translação no sentido desses deslocamentos, sendo o deslizamento na base uma das condições de instabilidade externa mais críticas nos instantes dos deslocamentos horizontais máximos analisados.

Carregamentos sísmicos não oriundos de um mesmo registro sísmico e com mesmo valor de aceleração horizontal de pico diferenciam-se em seu conteúdo de frequências. Por esse motivo, para os cinco estudos realizados, utilizou-se um mesmo evento sísmico normalizado para cinco valores diferentes de aceleração de pico, de forma que fosse possível avaliar o comportamento da estrutura utilizando-se como variável paramétrica somente o crescimento da aceleração horizontal aplicada na base. Conforme esperado, nas cinco análises realizadas, os instantes de tempo nos quais os deslocamentos horizontais apresentaram seus valores absolutos máximos coincidiram com os instantes de tempo nas quais ocorreram os valores absolutos máximos das acelerações horizontais.

O software computacional *Plaxis* utilizado nas análises atendeu adequadamente às necessidades do estudo realizado. Os modelos constitutivos oferecidos, a possibilidade de incorporação do carregamento sísmico na base do modelo e a possibilidade de consideração do amortecimento visco-elástico de *Rayleigh* nos materiais podem ser citados como principais vantagens. A principal limitação do software, identificada durante o estudo realizado, foi o fato de o programa não apresentar, em seu subprograma *Curves*, a opção de plotar a curva das tensões atuantes nos pontos pré-selecionados, assim como é permitido com relação aos deslocamentos e acelerações. Essa limitação, todavia, não inviabiliza a utilização do programa na análise sísmica, visto que o modelo numérico verifica as tensões atuantes e eventuais pontos de plastificação durante o processamento na fase de cálculo. Pode-se concluir, portanto, que o programa atendeu satisfatoriamente ao estudo realizado, mostrando-se uma ferramenta capaz de prever o comportamento de muros de gravidade sujeitos a carregamentos sísmicos.

6.2. Sugestões para Pesquisas Futuras

6.2.1. Pesquisas quanto ao Dimensionamento de Muros de Contenção em Condição Sísmica

Muros de gravidade são dimensionamentos em seus estados limites últimos quanto aos mecanismos de estabilidade externa (tombamento, deslizamento na base, capacidade de carga da fundação e ruptura global) e verificados no estado limite de serviço, ou seja, quanto às deformações. São apresentadas, a seguir, algumas sugestões para pesquisas futuras quanto ao dimensionamento de muros de gravidade submetidos a carregamentos dinâmicos:

- Avaliação dos coeficientes de segurança nos estados limites últimos, ao longo da atuação do terremoto, verificando a influência da aceleração horizontal de pico no valor dos coeficientes;
- Avaliação da influência de parâmetros geométricos do muro (altura do muro, dimensão da base, etc.) nos coeficientes de segurança nos estados limites últimos, ao longo da atuação do terremoto;
- Avaliação da influência do material do muro (concreto, solo reforçado, etc.) nos coeficientes de segurança nos estados limites últimos, ao longo da atuação do terremoto.

6.2.2. Pesquisas quanto ao Amortecimento do Solo

A consideração do comportamento do solo em um modelo de amortecimento visco-elástico deve ser analisada quanto à faixa de deformações a que a estrutura está submetida. Em modelos com deformações muito pequenas, o comportamento visco-elástico é preponderante e ocorre mínima perda de energia por histerese. Aumentando-se as deformações, o comportamento passa a ser mais plástico e aumenta a energia perdida devido à histerese. Apesar dessas limitações, o modelo visco-elástico de *Rayleigh* continua a ser largamente utilizado nas simulações numéricas envolvendo carregamentos sísmicos. A determinação dos coeficientes de *Rayleigh* ainda é cercada de incertezas, face à complexidade e diversidade de metodologias existentes para sua determinação.

Procedimentos tradicionalmente adotados para a calibração dos coeficientes do modelo de *Rayleigh* podem levar a valores superestimados de aceleração

horizontal de pico no solo. AMOROSI, BOLDINI & ELIA (2010) propõem a consideração da plasticidade no modelo constitutivo do solo, de forma a equilibrar a dissipação de energia por histerese e devido à visco-elasticidade do solo.

Diante do exposto, são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras quanto à modelagem de muros de gravidade submetidos a carregamentos dinâmicos:

- Avaliação da potencialidade da simulação do amortecimento histerético do solo utilizando-se os parâmetros de rigidez, tais como o módulo oedométrico e os módulos de carregamento e descarregamento, em simulações numéricas em condição sísmica;
- Estudo do comportamento do solo variando-se a metodologia de estimativa dos parâmetros de Rayleigh.

REFERÊNCIAS

AMOROSI, A.; BOLDINI, D & ELIA, G. Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. *Computers and Geotechnics* 37, p. 515–528, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

BRIEKGREVE R. B. J. (2002) Manual PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses 2D version 8.

CARACTERÍSTICAS Internas da Terra. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/correiamiguel25/caracteristicasinternasdaterra>>. Acesso em: 10 fev. 2014.

CELEP, Z. & BAZANT, Z.P. Spurious reflection of elastic waves due to gradually changing finite element size. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* Volume 19, Issue 5, p. 631-646, 1983.

CESMD. Center for Engineering Strong Motion Data. Disponível em: <<http://strongmotioncenter.org/>>. Acesso em: mai.2014 a jun.2014.

CLOUGH G. & DUNCAN J. Finite element analyses of retaining wall behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1971 apud UBILLÚS, T. V. B. (2010). Avaliação do Comportamento Dinâmico de um Muro de Gravidade. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

CLOUGH, R. W. & PENZIEN, J. Dynamics of structures, 2nd edition, McGraw-Hill, New York, 1993.

COULOMB, C.A. (1776) - Essai Sur une Application des Regles des Maximus et Minimus a Quelques Problemes de Statique Relatifs a L'architecture. Reprinted on Coulomb's Memoir on Statics (in french and english), Heyman, J., (1972).

COSSOLINO, L.C. & PEREIRA, A.H.A. Amortecimento: classificação e métodos de determinação. Disponível em: <<http://www.atcp.com.br/imagens/produtos/sonelastic/artigos/ITC04-ATCP.pdf>>. Publicado em: 01/11/2010. Acesso em: 10 mai. 2014.

DAY, R. W. Geotechnical Earthquake Engineering Handbook. McGraw-Hill, 2002.

DEFESA civil e bombeiros registram chamados sobre tremores em SP. Site de Notícias G1. Disponível em: <<http://g1.globo.com/Noticias/SaoPaulo/0,,MUL1508090-5605,00-DEFESA+CIVIL+E+BOMBEIROS+REGISTRAM+CHAMADOS+SOBRE+TREMORE+S+EM+SP.html>>, Atualizado em 27 fev. 2010 . Acesso em: 30 abr 2014.

DUNCAN, J. M. & CHANG, C. Y., Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96 (SM5), 1629-1653, 1970.

DUNCAN, J.M.; BYRNE, P.; WOMG, K.S. & MABRY, P. (1980) - Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Report N° UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley.

FERNANDES, Manuel de Matos. *Mecânica dos Solos - Volume II - Introdução à Engenharia Geotécnica*, 2ª Edição, FEUP Edições, 2011.

JAKY J. (1948) Pressure in silos. 2nd ICSMFE, London, Vol. 1, pp 103-107

JOHNSTON, A. C. (1989). The Seismicity of "Stable Continental Interiors". Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Causes and Effects of Earthquakes at Passive Margins and in Areas of Postglacial Rebound on both Sides of the North Atlantic, Vordingborg, Denmark, (9–13) May 1988 apud *SISMICIDADE Brasileira*. Observatório Sismológico da Universidade de Brasília. Disponível em: <http://www.obsis.unb.br/index.php?option=com_content&view=article&id=59&Itemid=71&lang=pt-br>. Acesso em: 10 fev. 2014.

KUHLEMEYER R. L. & LYSMER J. Finite dynamic model for infinite media, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 1969.

KUHLEMEYER R. L. & LYSMER J. Finite dynamic model for infinite media, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 1969 apud BRIEKGREVE R. B. J. (2002) Manual PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses 2D version 8.

KUHLEMEYER, R. L. & LYSMER, J. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics & Foundation Division, ASCE*, v. 99, n. SM5, p. 421-427, 1973.

LOAYZA, F. H. (2009). Modelagem do Comportamento Pós-Sismo de uma Barragem de Rejeito. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

MADABHUSHI, S.P.G. (1994), Natural frequency of a Horizontal Soil Layer, Part I: Dry sand bed. Technical Report, CUED/D-SOILS/TR27 1, Cambridge University, England.

MENEZES, J. E. T. Q. (1990). Análise Dinâmica de Estruturas de Suporte de Terras. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto.

MONONOBE, N. & MATSUO, H. On the determination of earth pressures during earthquakes. *Proceeding of the World Engineering Congress*, Tokyo, Japan, 1929.

MOROTE (2006). Estabilidade e Deformação de Taludes de Solo sob Carregamento Sísmico. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

MULLEN R.AND BELYTSCHKO T. Dispersion Analysis of Finite Element Semidiscretizations of the Two Dimensional Wave Equation. International Journal of Numerical Methods in Engineering, 18, 11-30, 1982.

NORMA PORTUGUESA EN 1998-1:2010 - EUROCÓDIGO 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.

OKABE, S. General theory on earth pressure and seismic stability of retaining and dam. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Japan, 1926.

ONDAS Sísmicas. Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas. Disponível em: < <http://moho.iag.usp.br/sismologia/ondasSismicas.php>>. Acesso em: 04 mar. 2014.

RANKINE, W.J.M (1857). On the Stability of Loose Earth. Philosophical Transactions of the Royal Society, vol. 147, pp.9-27.

SIEIRA, A. C. C. F. S. (1998). Análise do Comportamento de um Muro de Contenção Utilizando Pneus. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

SILVA, C.W. Vibration Damping, control, and design. Vancouver, Canada: Taylor & Francis Group, 2007.

SILVA, C.W. Vibration Damping, control, and design. Vancouver, Canada: Taylor & Francis Group, 2007 apud COSSOLINO, L.C. & PEREIRA, A.H.A. Amortecimento: classificação e métodos de determinação. Disponível em: <<http://www.atcp.com.br/imagens/produtos/sonelastic/artigos/ITC04-ATCP.pdf>>. Publicado em: 01/11/2010. Acesso em: 10 mai. 2014.

SMC and BBF format Data Files. United States Geological Survey. Disponível em <<http://nsmf.wr.usgs.gov/docs/smcfmt.txt>>. Acesso em: 30 abr 2014.

SISBRA. Banco de dados do Observatório Sismológico da Universidade de Brasília. Disponível em: <<http://www.obsis.unb.br/index.php?lang=pt-br>>. Acesso em: 03 mar. 2014.

SISMICIDADE Brasileira. Observatório Sismológico da Universidade de Brasília. Disponível em: <http://www.obsis.unb.br/index.php?option=com_content&view=article&id=59&Itemid=71&lang=pt-br>. Acesso em: 10 fev. 2014.

SISMOS: Sismógrafos e Sismogramas. Disponível em: <http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA5_Sismos/52_Sismologia/5205_Sismografos.html>. Atualizada em abr. 2000. Acesso em: 04 mar. 2014.

TEIXEIRA et al. Decifrando a Terra. São Paulo. Oficina de Textos, 2000.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. Soil mechanics in engineering practice. John Wiley, New York, 1967.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. Soil mechanics in engineering practice. John Wiley, New York, 1967 apud MOROTE (2006). Estabilidade e Deformação de Taludes de Solo sob Carregamento Sísmico. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

UBILLÚS, T. V. B. (2010). Avaliação do Comportamento Dinâmico de um Muro de Gravidade. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

WOOD, J. H. (1973). Earthquake Induced Soil Pressures on Structures. PhD Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, CA, 1973.

WOODWARD P.K. & GRIFFITHS D.V. Comparison of the pseudo-static and dynamic behavior of gravity retaining walls. Geotechnical and Geological Engineering, 1996.

APÊNDICE A Determinação dos Parâmetros do Modelo Hardering-Soil para o Solo do Retroaterro

Parâmetros de resistência c' e φ' , os pesos específicos γ_d e γ_{sat} e a relação R_f foram obtidos diretamente do modelo hiperbólico apresentado em Sieira. Outros parâmetros precisam ser calculados, como o valor do parâmetro m , que relaciona a rigidez do solo e as tensões atuantes, e os módulos de deformabilidade E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} .

Para cada tensão confinante do ensaio triaxial foi obtido o valor do E_{50} , através da razão entre o valor de 50% da tensão desviadora final q_f e a deformação axial associada. Os valores de 50% q_f e de da deformação axial foram obtidas via modelo hiperbólico proposto por SIEIRA (1998).

A figura A-1 apresenta as curvas tensão desviadora-deformação axial para as tensões confinantes de 50kPa, 100kPa e 150kPa, geradas pelo modelo hiperbólico. Para comprovar a eficácia do modelo, plotou-se em conjunto às curvas os dados do ensaio triaxial para tensão confinante de 50kPa.

Observa-se boa concordância entre os dados experimentais e a curva obtida via MH, comprovando a eficácia do modelo proposto. A tabela A-1 apresenta os cálculos de E_{50} .

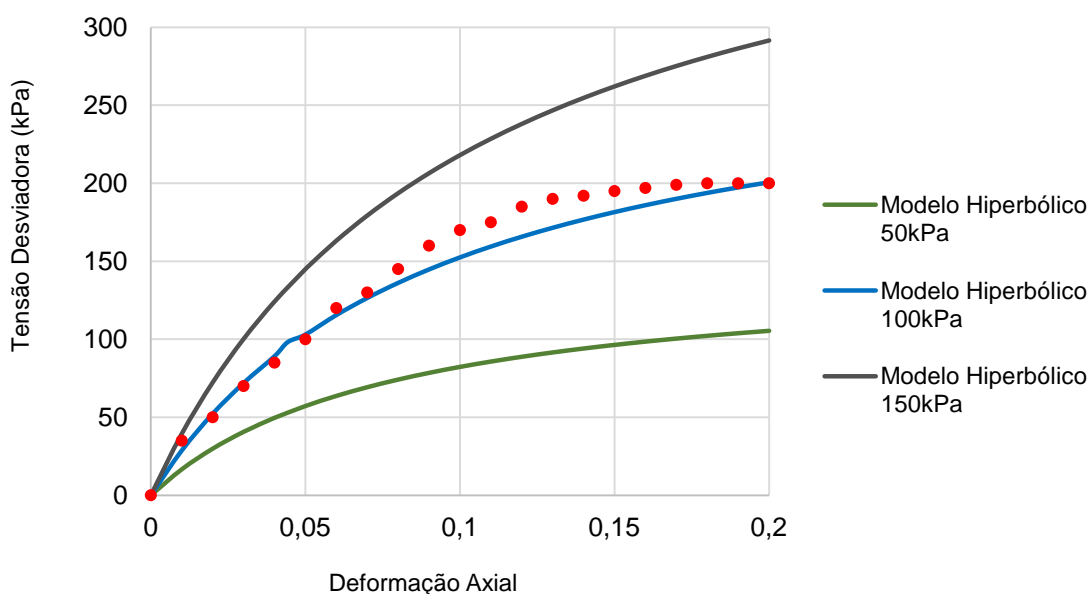


Figura A-1 - Curvas tensão desviadora-deformação axial previstas pelo modelo hiperbólico

Tabela A-1 - Determinação dos valores de E_{50} via modelo hiperbólico

σ_3 (kPa) = 50		σ_3 (kPa) = 100		σ_3 (kPa) = 150	
E_i (kPa) = 1877,1		E_i (kPa) = 3178,8		E_i (kPa) = 4326,1	
$1 / E_i$ (kPa) = 0,000533		$1 / E_i$ (kPa) = 0,000315		$1 / E_i$ (kPa) = 0,000231	
q_f (kPa) = 98,2		q_f (kPa) = 196,5		q_f (kPa) = 294,7	
q_a (kPa) = 146,6		q_a (kPa) = 293,3		q_a (kPa) = 439,9	
50% q_f (kPa) = 49,1		50% q_f (kPa) = 98,2		50% q_f (kPa) = 147,4	
ε_1	$\sigma_1 - \sigma_3$	ε_1	$\sigma_1 - \sigma_3$	ε_1	$\sigma_1 - \sigma_3$
0,03935	49,1	0,044305	98,2	0,051225	147,4
E_{50}^{50kPa} (kPa)	1248	E_{50}^{100kPa} (kPa)	2217	E_{50}^{150kPa} (kPa)	2877

Com os valores de E_{50} e com a Equação 13, montou-se três sistemas lineares com as incógnitas m e E_{50}^{ref} , utilizando-se a tensão de referência p^{ref} igual a 100kPa, o valor da tensão confinante σ_3 igual a -50kPa (tensão de compressão é negativa no *Plaxis*), 100kPa e 150kPa e os valores dos parâmetros de resistência c' e φ' iguais a 0 e 29°, respectivamente. Seguem os cálculos para obtenção do parâmetro m :

Equação 1:

$$E_{50}^{\sigma_3=50kPa} = 1248 = E_{50}^{ref} \left(\frac{0 \cos 29^\circ - (-50) \sin 29^\circ}{0 \cos 29^\circ + 100 \sin 29^\circ} \right)^m$$

$$1248 = E_{50}^{ref} \times 0,5^m$$

Equação 2:

$$E_{50}^{\sigma_3=100kPa} = 2217 = E_{50}^{ref} \left(\frac{0 \cos 29^\circ - (-100) \sin 29^\circ}{0 \cos 29^\circ + 100 \sin 29^\circ} \right)^m$$

$$2217 = E_{50}^{ref} \times 1^m$$

Equação 3:

$$E_{50}^{\sigma_3=150kPa} = 2877 = E_{50}^{ref} \left(\frac{0 \cos 29^\circ - (-150) \sin 29^\circ}{0 \cos 29^\circ + 100 \sin 29^\circ} \right)^m$$

$$2877 = E_{50}^{ref} \times 1,5^m$$

$$\text{Sistema Linear Equação 1-Equação 2} \begin{cases} 1248 = E_{50}^{ref} \times 0,5^m \\ 2217 = E_{50}^{ref} \end{cases}$$

Substituindo o valor de $E_{50}^{ref} = 2217$ na primeira equação:

$$1248 = 2217 \times 0,5^m \rightarrow m = \frac{\ln \frac{1248}{2217}}{\ln 0,5} \rightarrow m' = 0,83$$

$$\text{Sistema Linear Equação 2-Equação 3} \quad \begin{cases} 2217 = E_{50}^{ref} \\ 2877 = E_{50}^{ref} \times 1,5^m \end{cases}$$

Substituindo o valor de $E_{50}^{ref} = 2217$ na segunda equação:

$$1248 = 2877 \times 1,5^m \rightarrow m = \frac{\ln \frac{2877}{2217}}{\ln 1,5} \rightarrow m'' = 0,64$$

$$\text{Sistema Linear Equação 1-Equação 3} \quad \begin{cases} 1248 = E_{50}^{ref} \times 0,5^m \\ 2877 = E_{50}^{ref} \times 1,5^m \end{cases}$$

Aplicando o logaritmo na primeira equação do sistema:

$$\ln E_{50}^{ref} = \ln 1248 - m \ln 0,5$$

Aplicando o logaritmo na segunda equação do sistema:

$$\ln 2877 = \ln E_{50}^{ref} + m \ln 1,5$$

Substituindo o valor obtido na primeira equação, para $\ln E_{50}^{ref}$, na segunda equação:

$$\ln 2877 = \ln 1248 - m \ln 0,5 + m \ln 1,5 \rightarrow m = \frac{\ln \frac{2877}{1248}}{\ln \frac{1,5}{0,5}} \rightarrow m''' = 0,76$$

O valor de m é a média entre os valores obtidos (m' , m'' e m''').

Logo $m = 0,74$.

Conhecido o valor de m procedeu-se o cálculo dos parâmetros de deformabilidade. O valor de E_{50}^{ref} é calculado utilizando a Equação 13; logo, $E_{50}^{ref} = 2144 \text{MPa}$. Devido à inexistência de dados experimentais de ensaios de compressão oedométrica, o valor de E_{oed}^{ref} foi estimado igual a E_{50}^{ref} .

No caso do parâmetro E_{ur}^{ref} a relação entre os módulos na fase de carregamento e na fase de descarregamento pode ser obtida através da razão entre os valores de K_{ur} e K do modelo hiperbólico apresentado em SIEIRA (1998). Sendo $K_{ur} = 63$ e $K = 31,69$, o valor de $E_{ur}^{ref} \cong 2E_{50}^{ref} = 4288 \text{MPa}$.

APÊNDICE B Apresentação dos Resultados do Modelo Numérico

Apresentam a seguir todas as curvas obtidas no estudo paramétrico de um muro de gravidade submetido a cinco acelerogramas normalizados incorporados à base do modelo numérico. Conforme dito anteriormente, todos os resultados estão apresentados nesse apêndice devido ao fato de que o comportamento geral das curvas ser o mesmo do ponto de vista qualitativo. A análise dos resultados e o resumo dos resultados encontram-se no capítulo 6 da presente dissertação.

B.1. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x \text{ máx base}} = 0,05g$

- Apresentação das Curvas dos Deslocamentos Horizontais

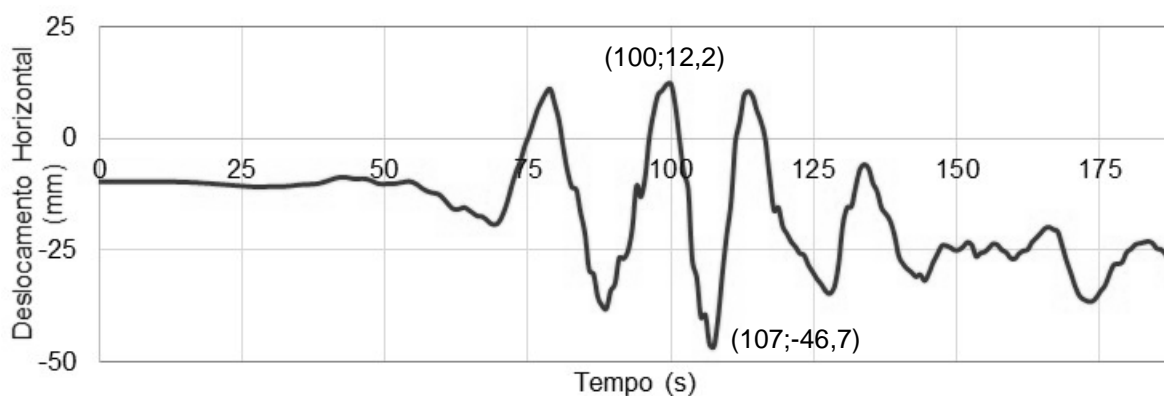


Figura B-1 - Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,05g$)

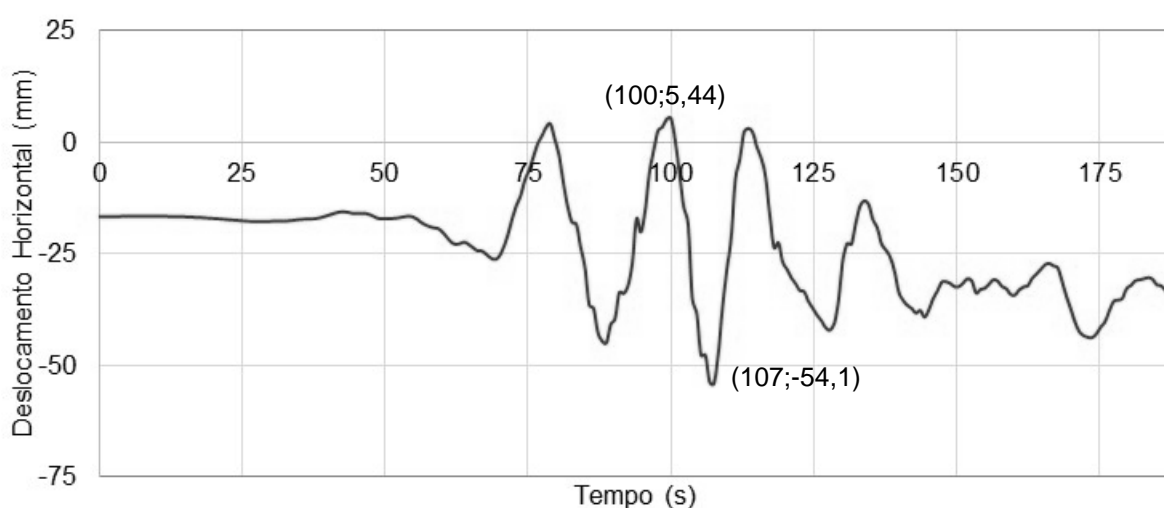


Figura B-2 - Deslocamento Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,05g$)

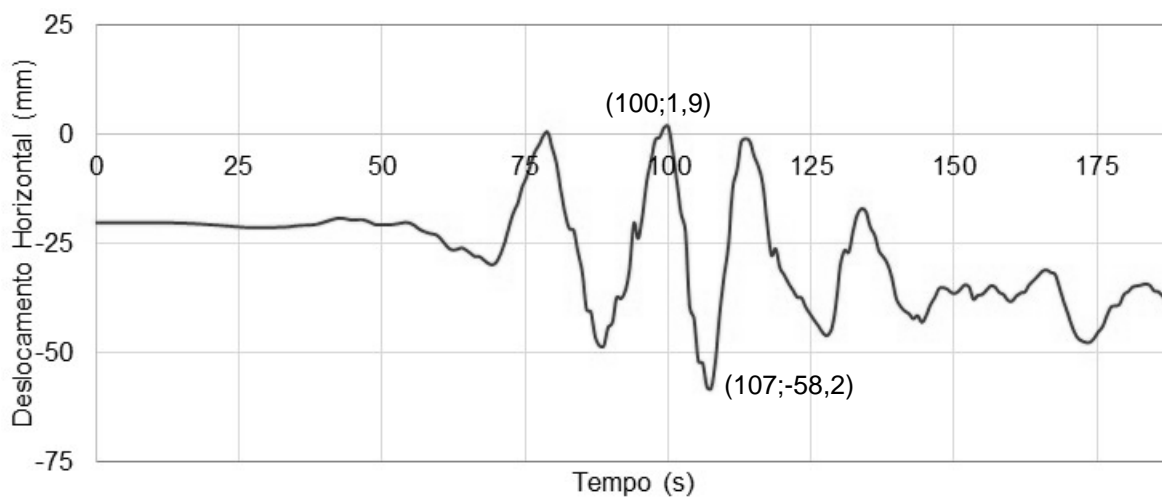


Figura B-3 - Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

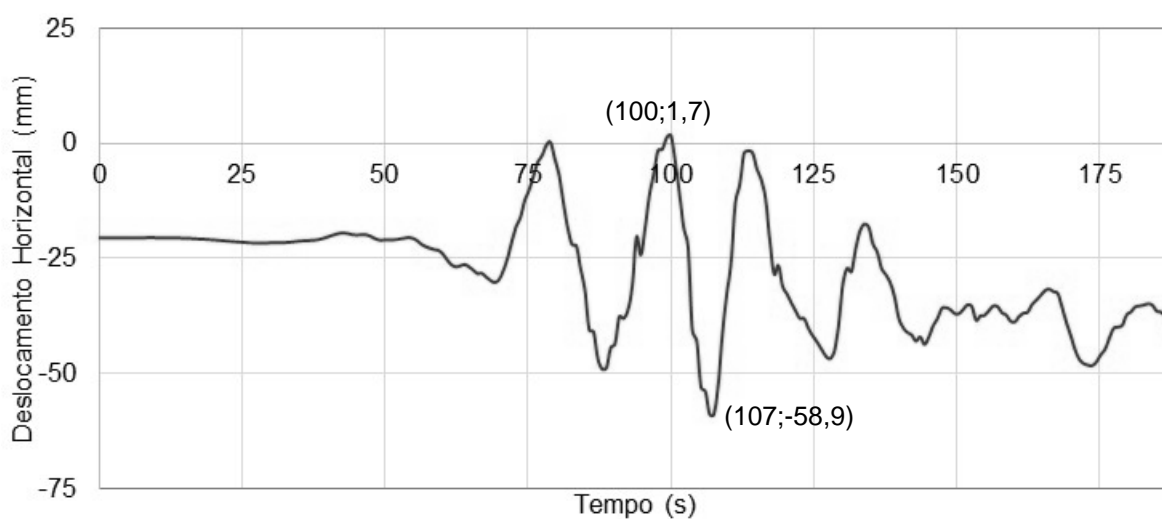


Figura B-4 - Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

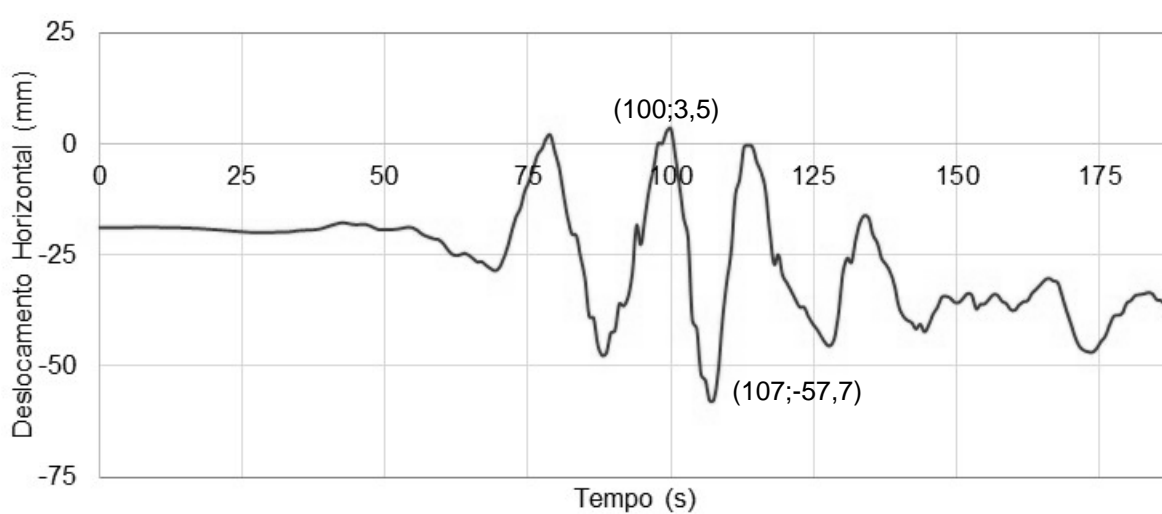


Figura B-5 - Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

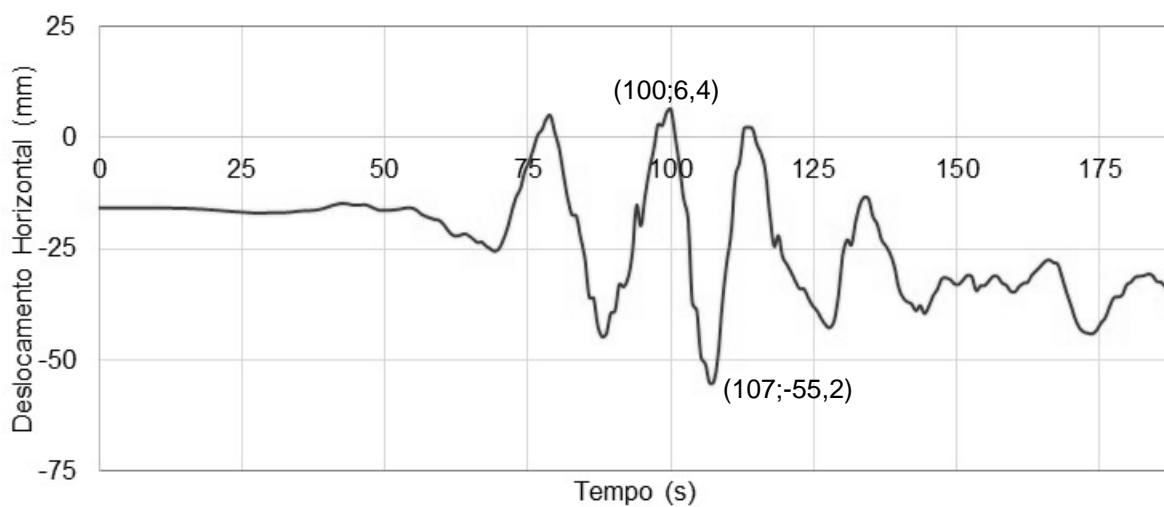


Figura B-6 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

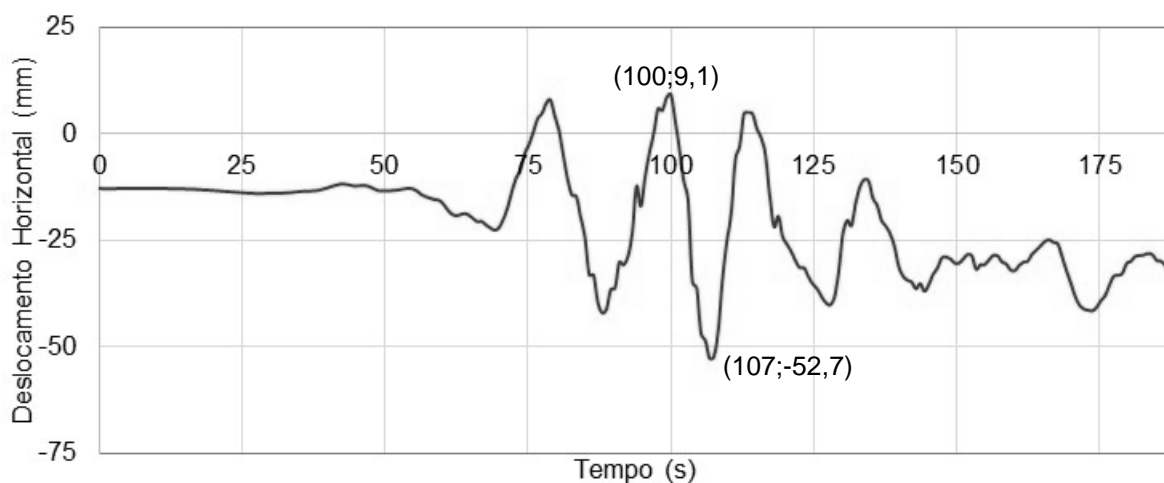


Figura B-7 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

- Apresentação das Curvas das Acelerações Horizontais

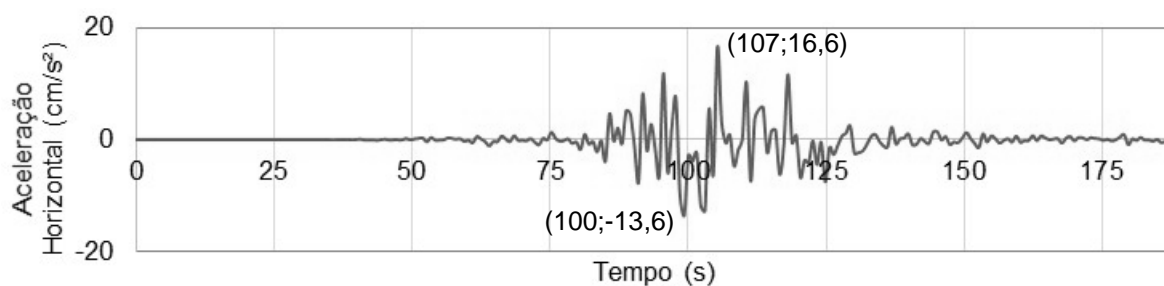


Figura B-8 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

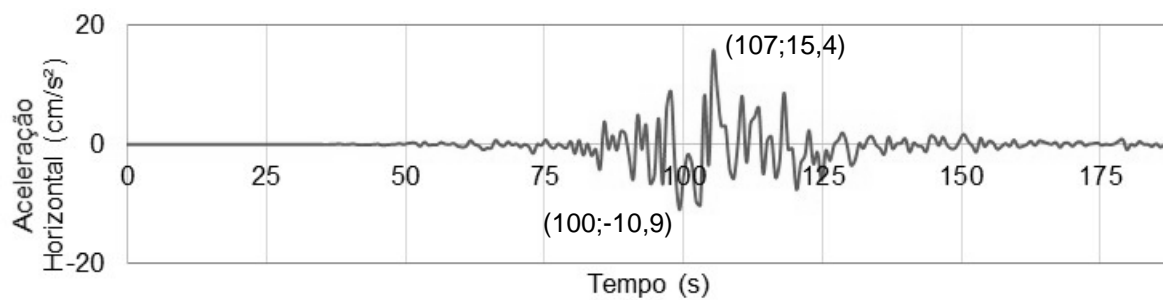


Figura B-9 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

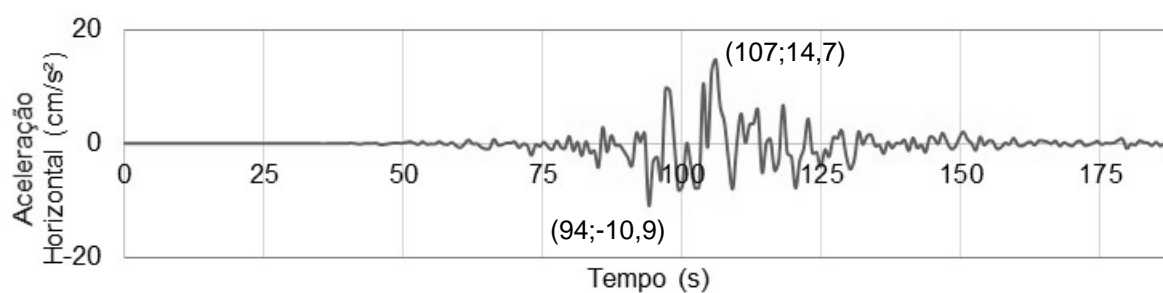


Figura B.10 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

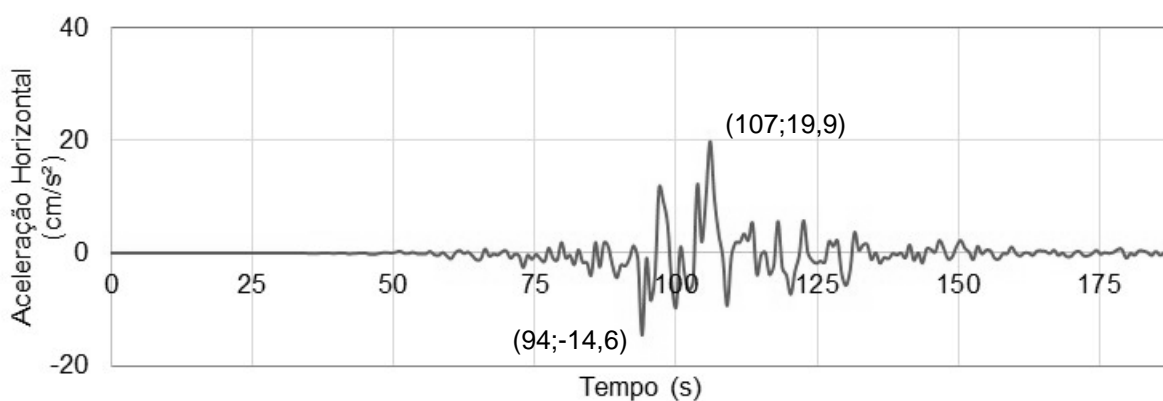


Figura B.11 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

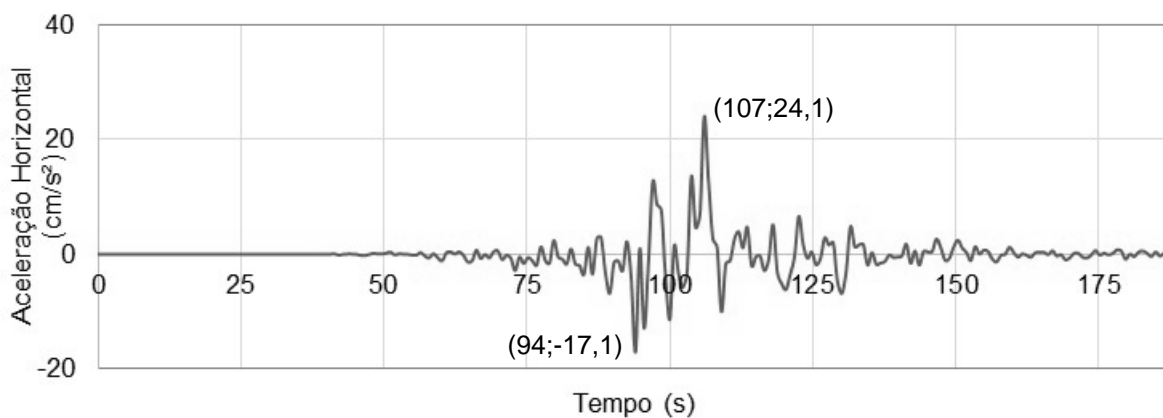


Figura B.12 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,05g$)

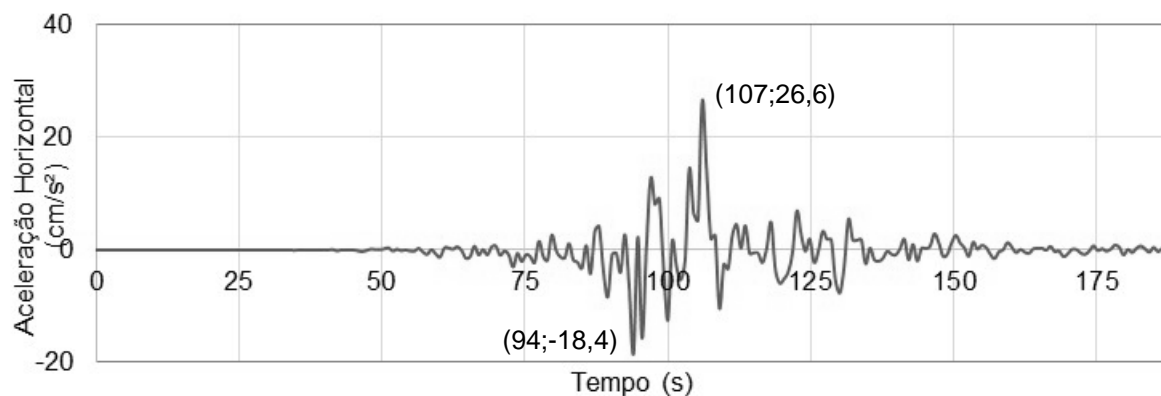


Figura B.13 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,05g$)

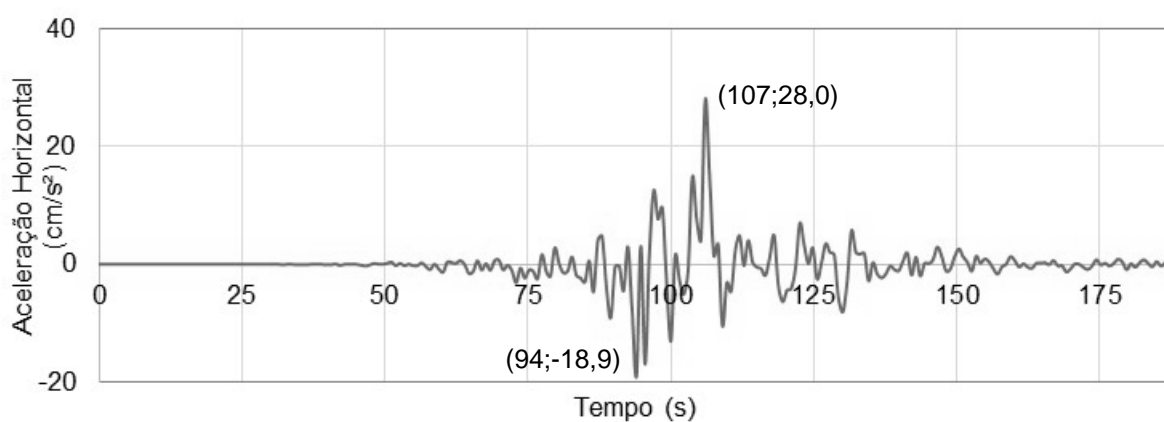


Figura B.14 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,05g$)

B.2. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$

- Apresentação das Curvas dos Deslocamentos Horizontais

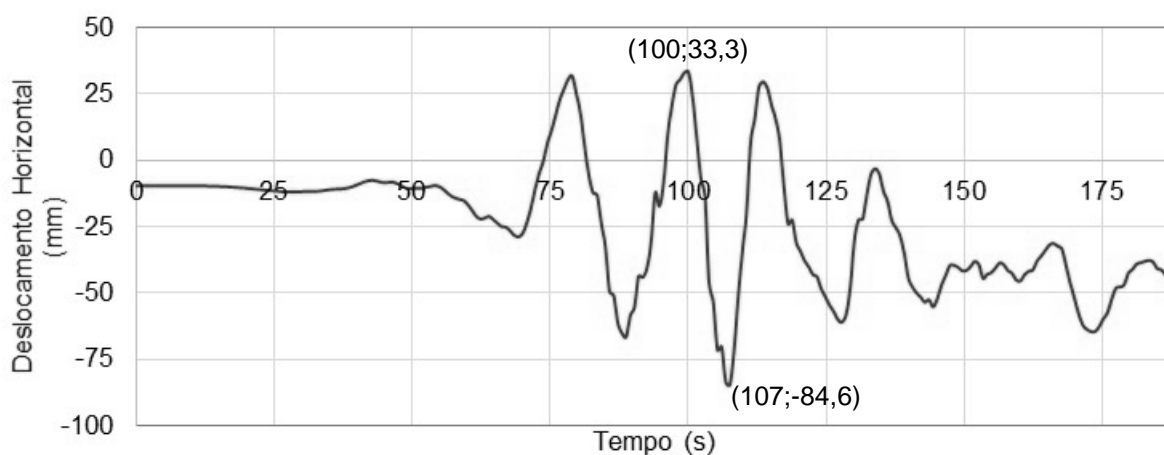


Figura B.15 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

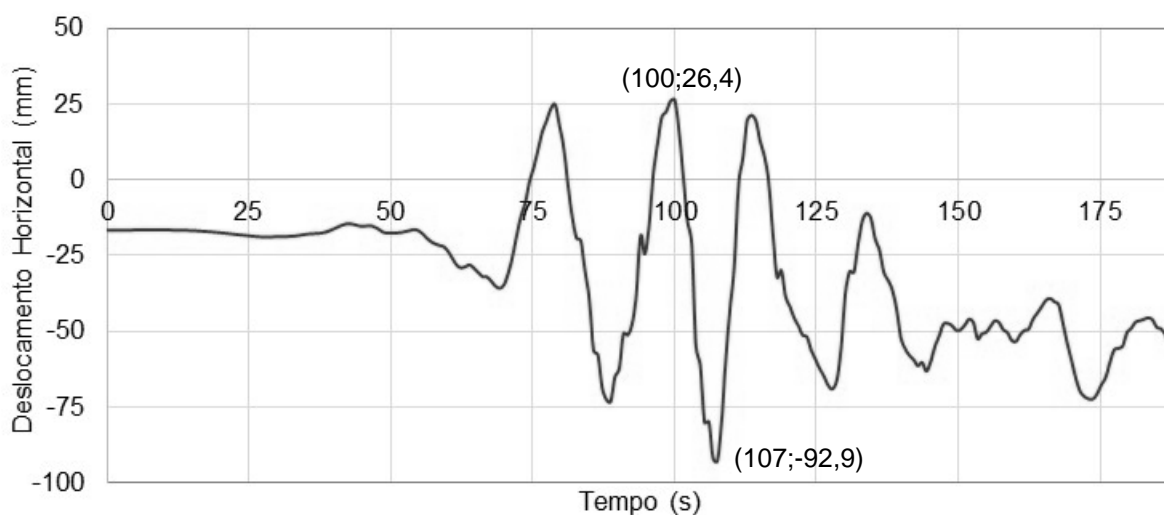


Figura B.16 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

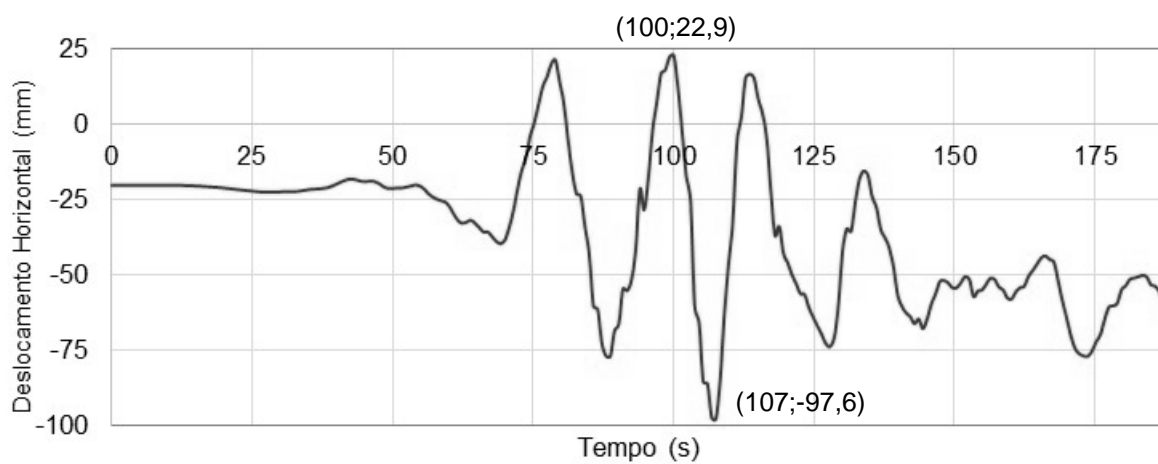


Figura B.17 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

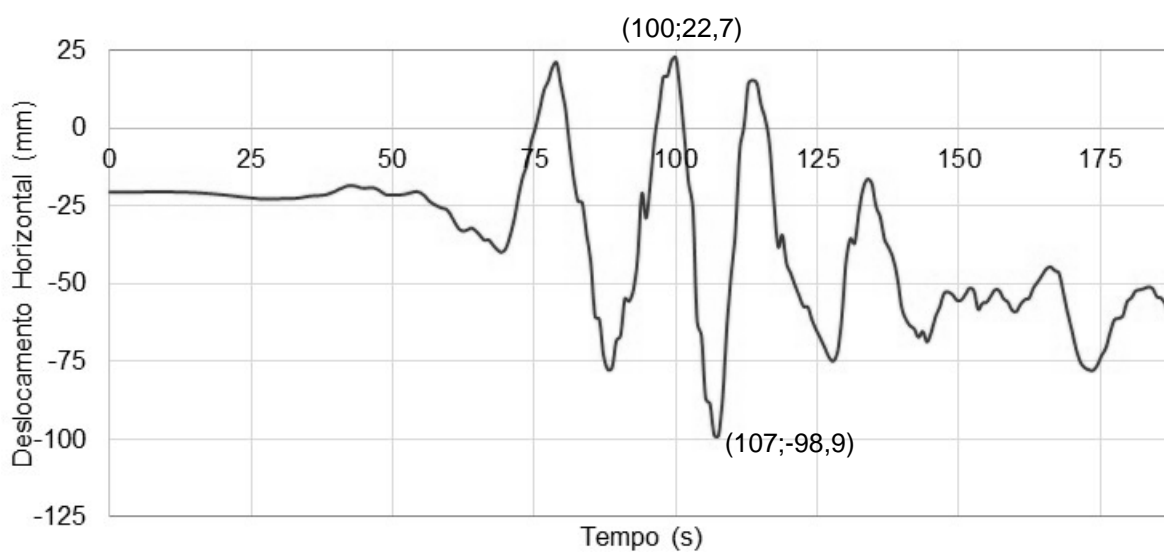


Figura B.18 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

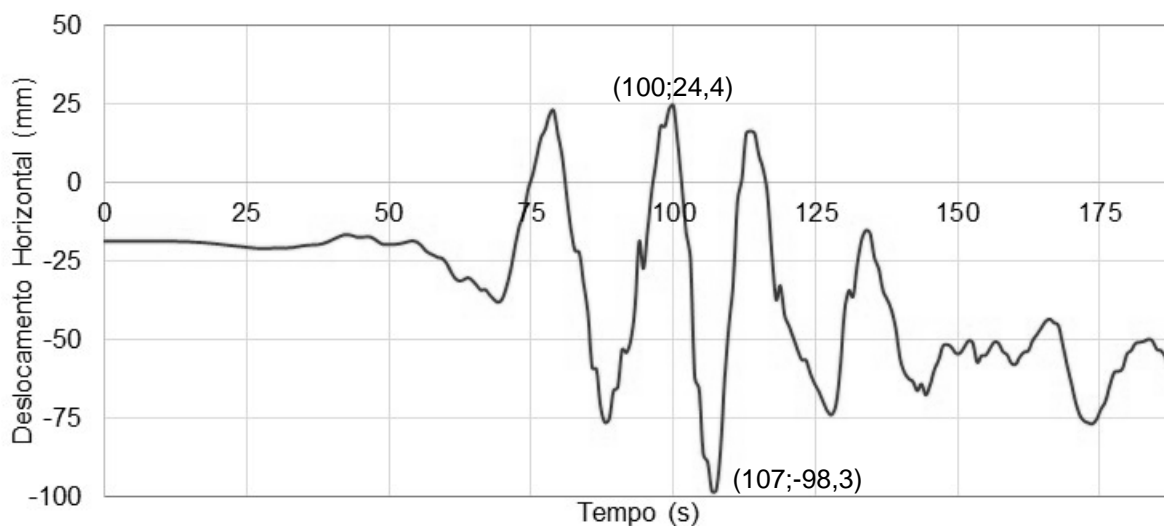


Figura B.19 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$)

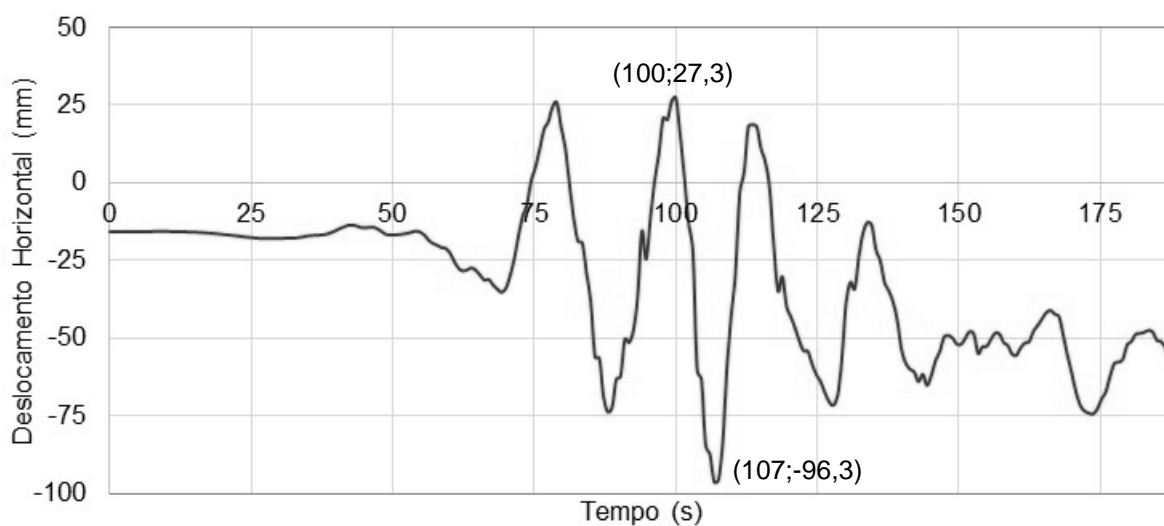


Figura B.20 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$)

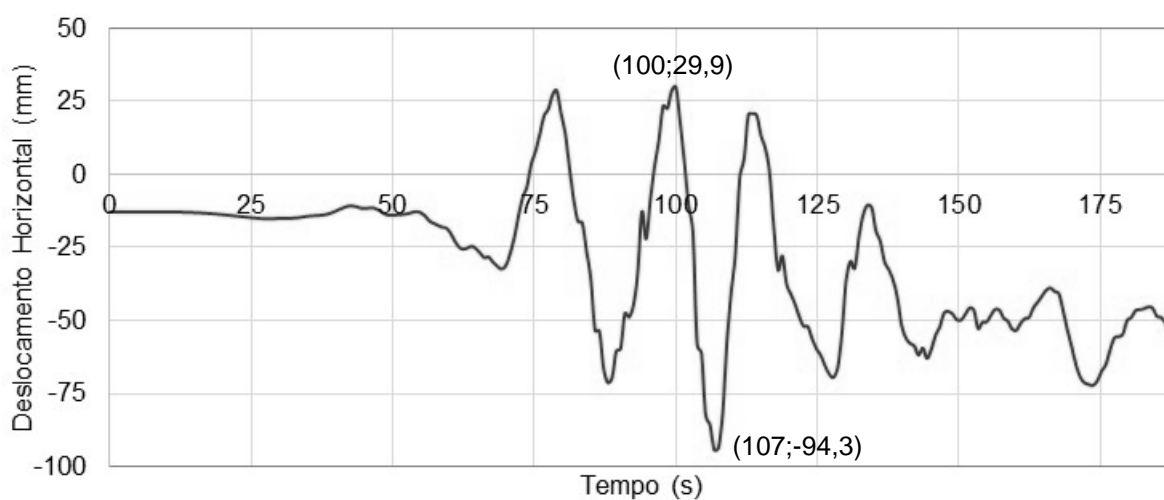


Figura B.21 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,10g$)

- Apresentação das Curvas das Acelerações Horizontais

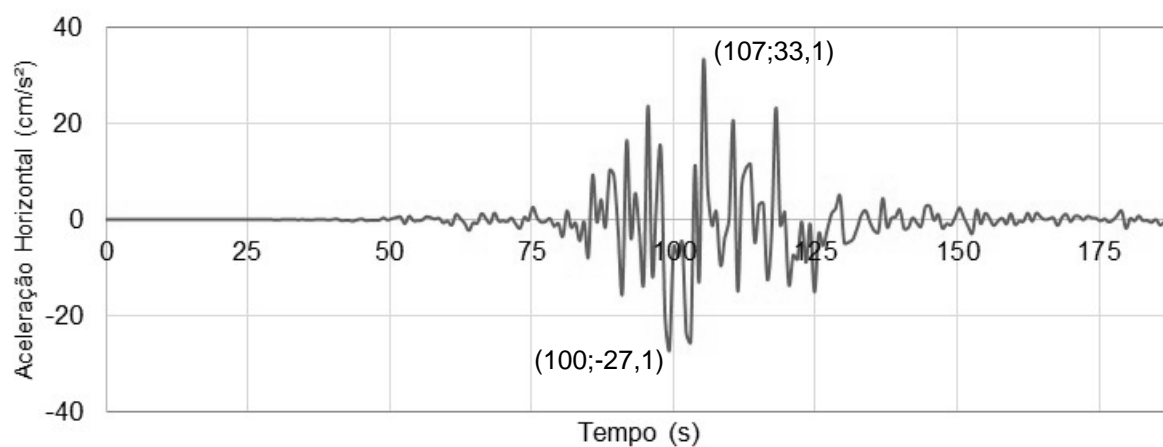


Figura B.22 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

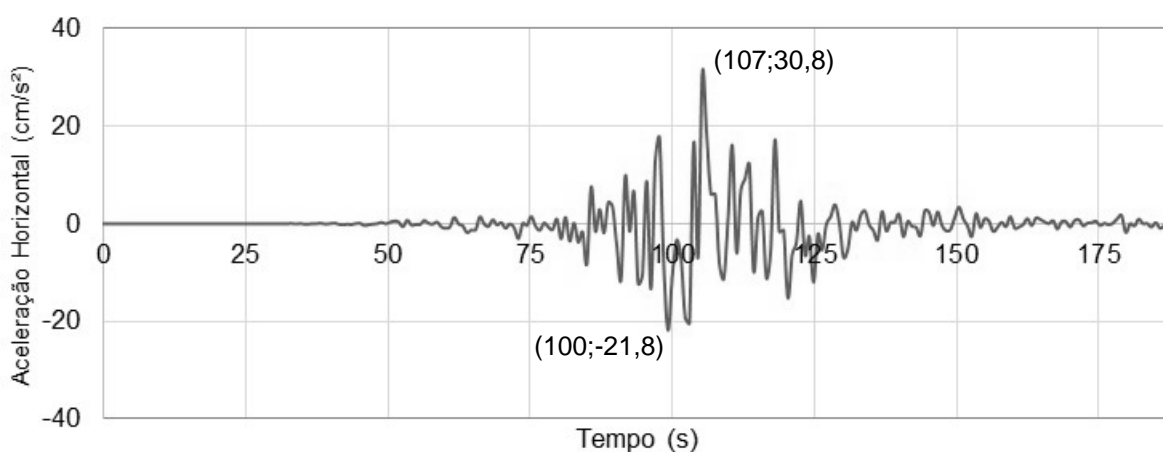


Figura B.23 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

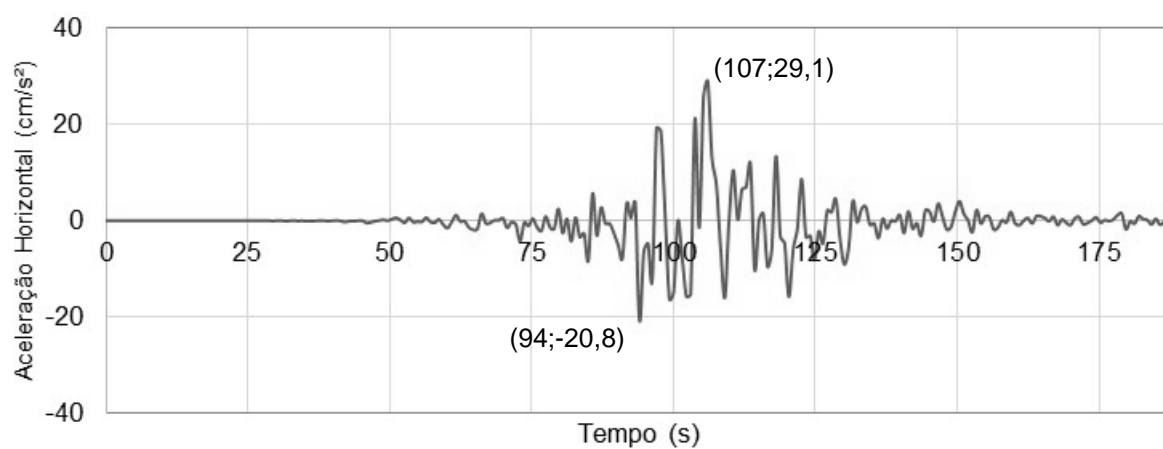


Figura B.24 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

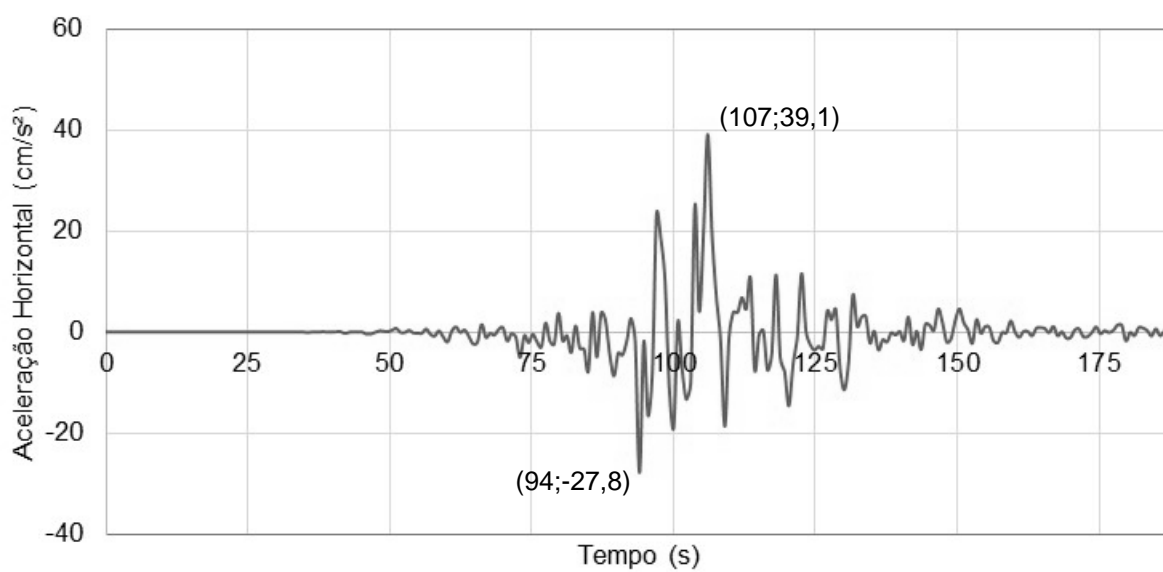


Figura B.25 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

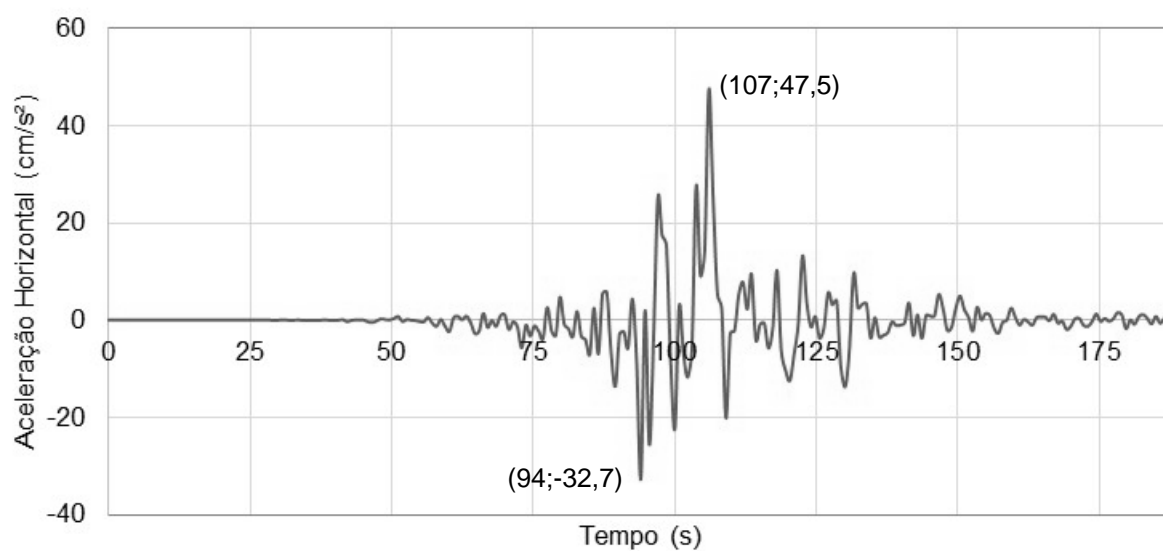


Figura B.26 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

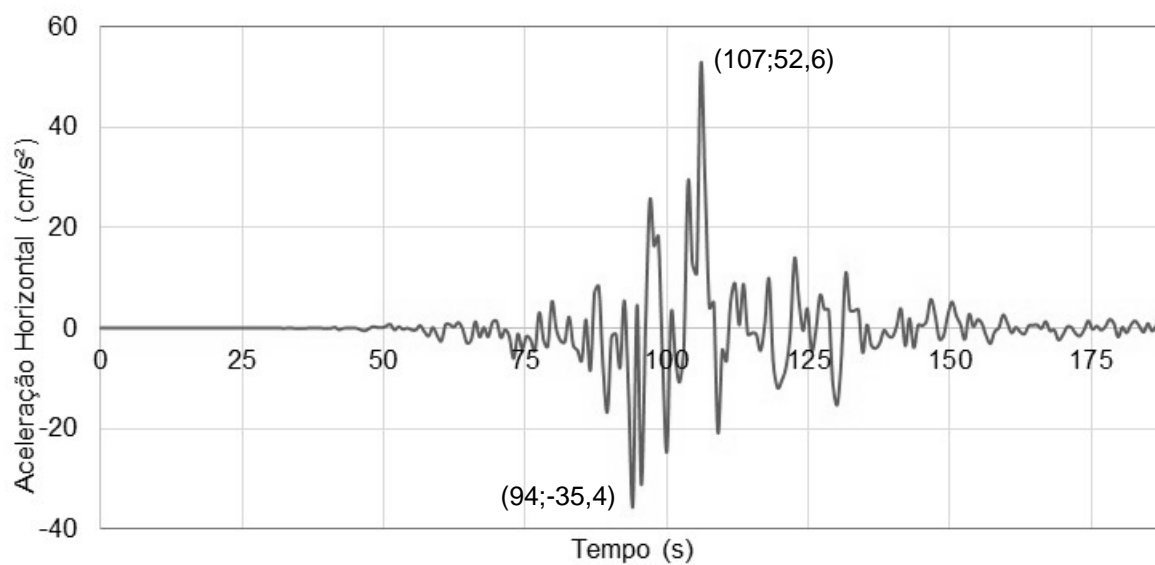


Figura B-27 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

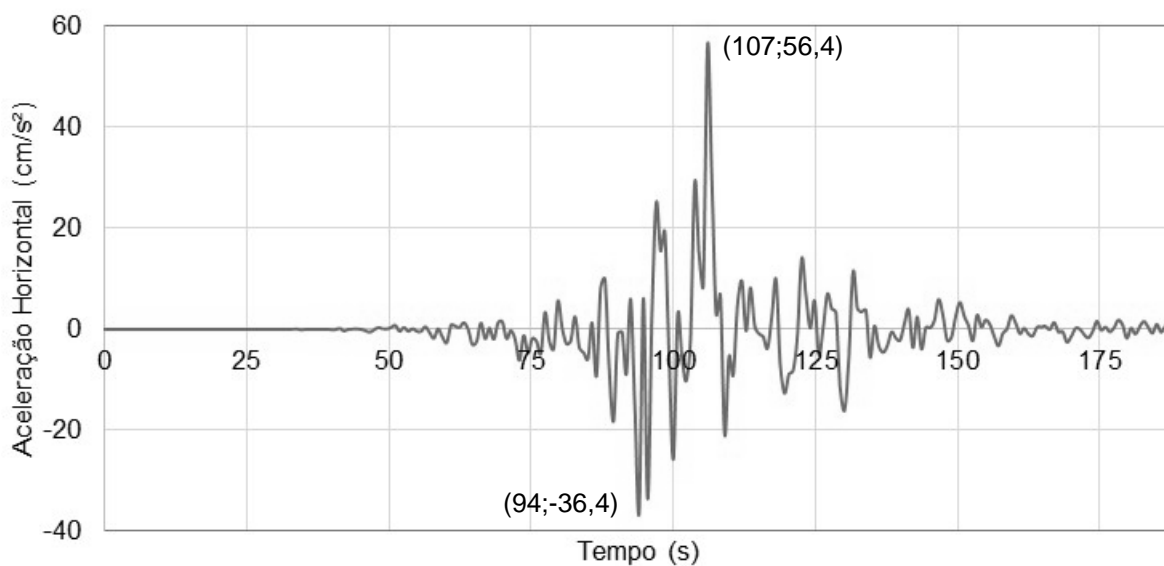


Figura B-28 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,10g$)

B.3. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$

- Apresentação das Curvas dos Deslocamentos Horizontais

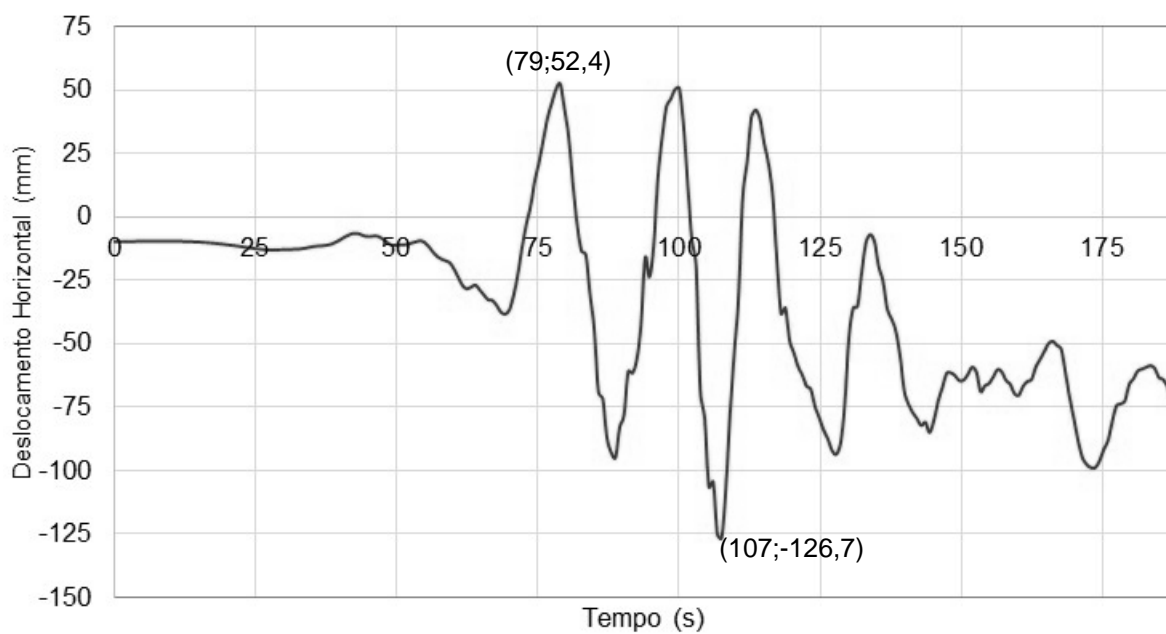


Figura B-29 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

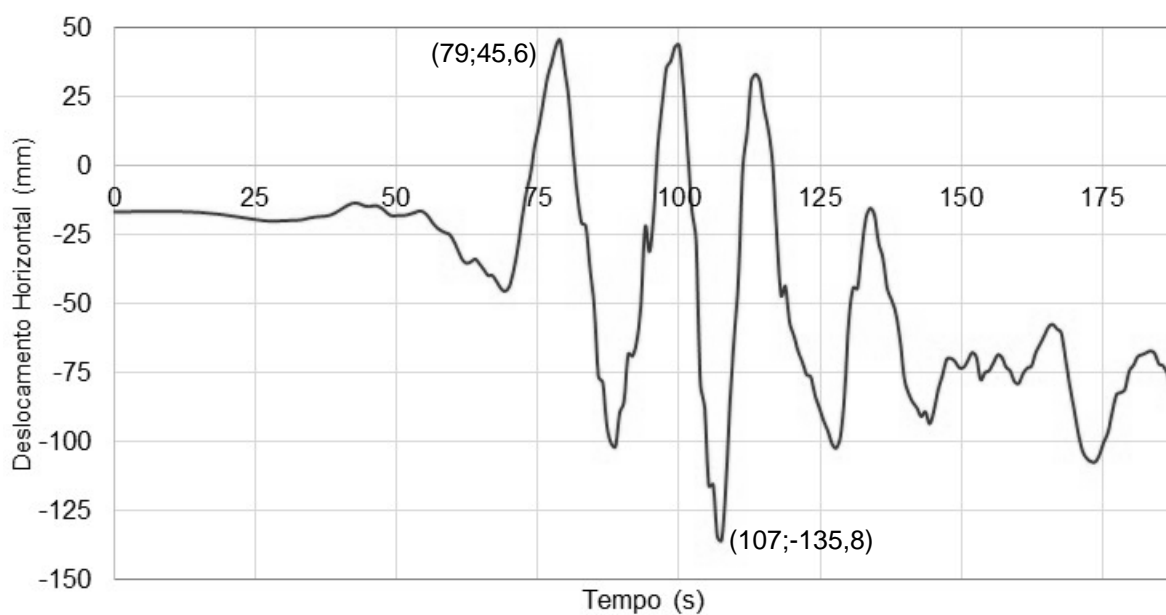


Figura B-30 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

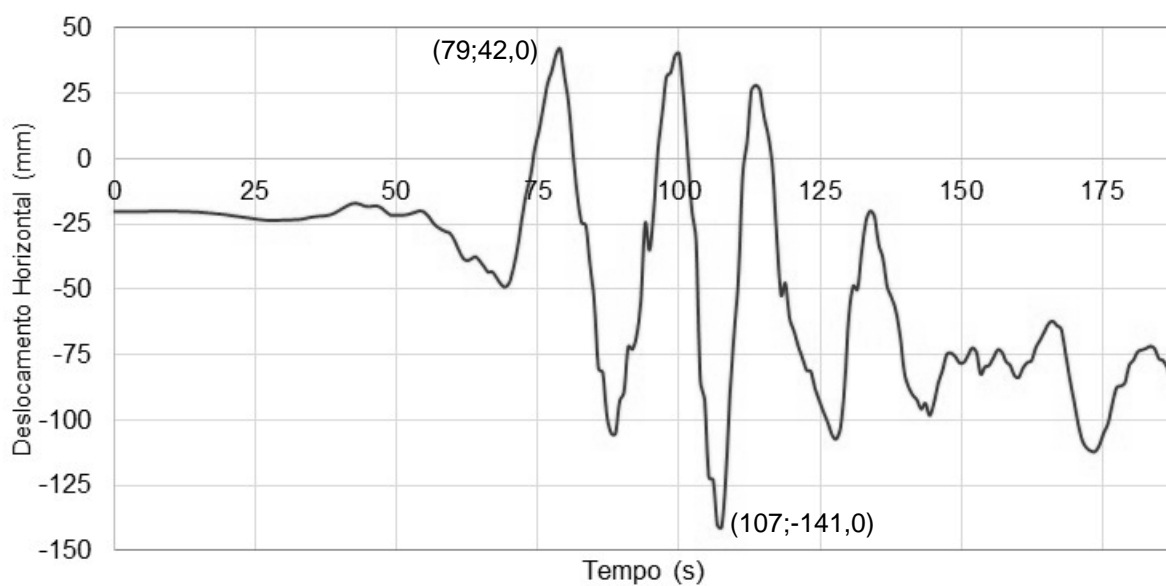


Figura B-31 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

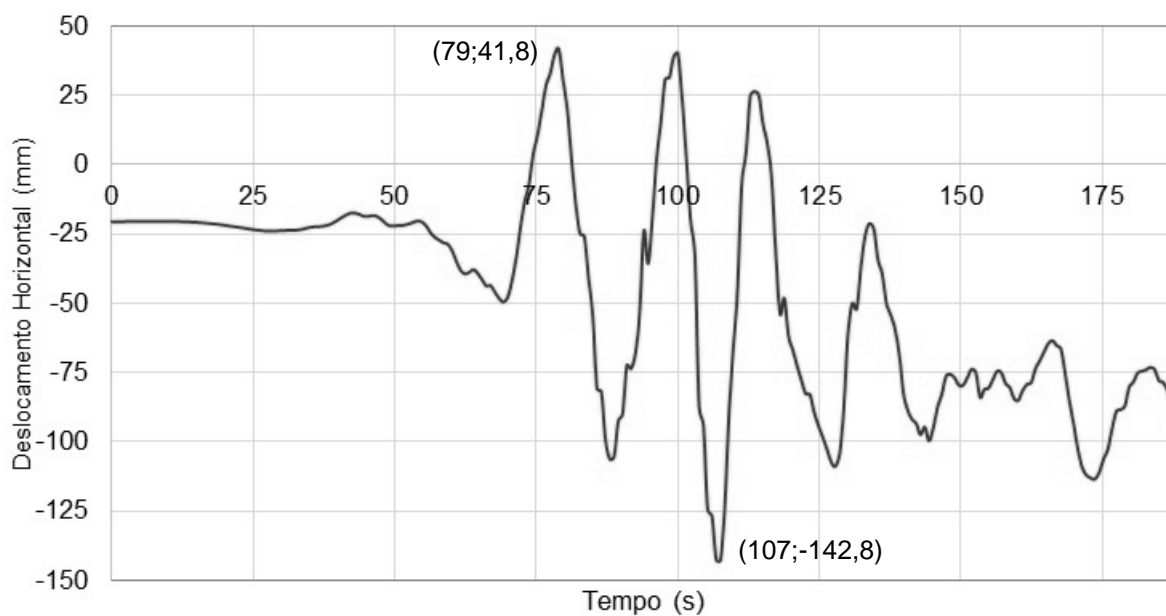


Figura B-32 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

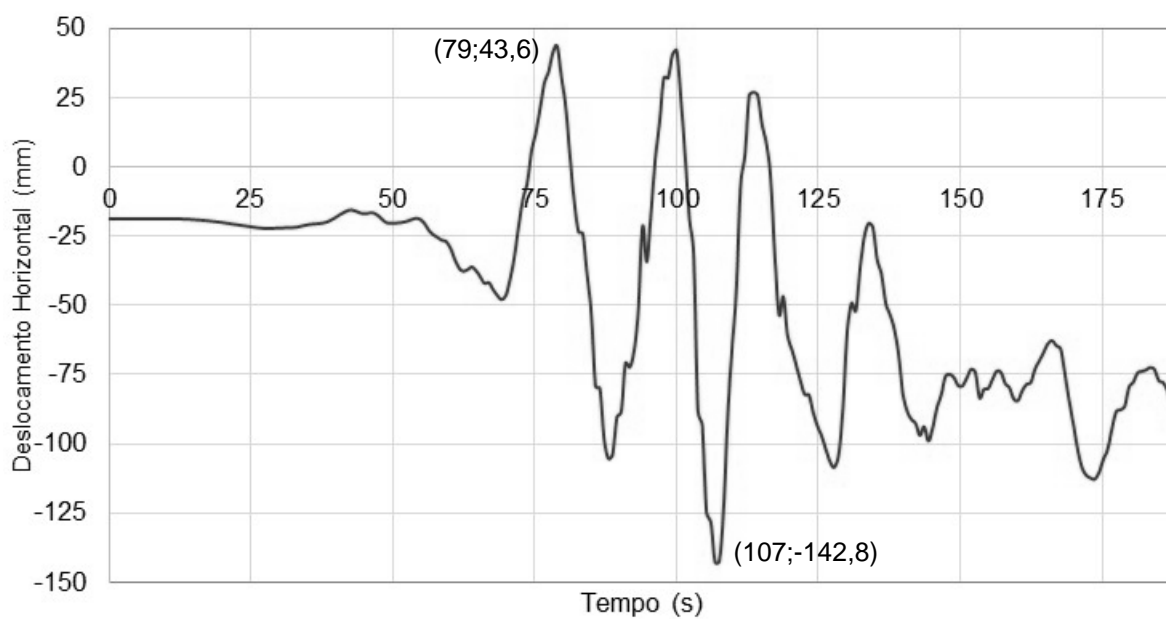


Figura B-33 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

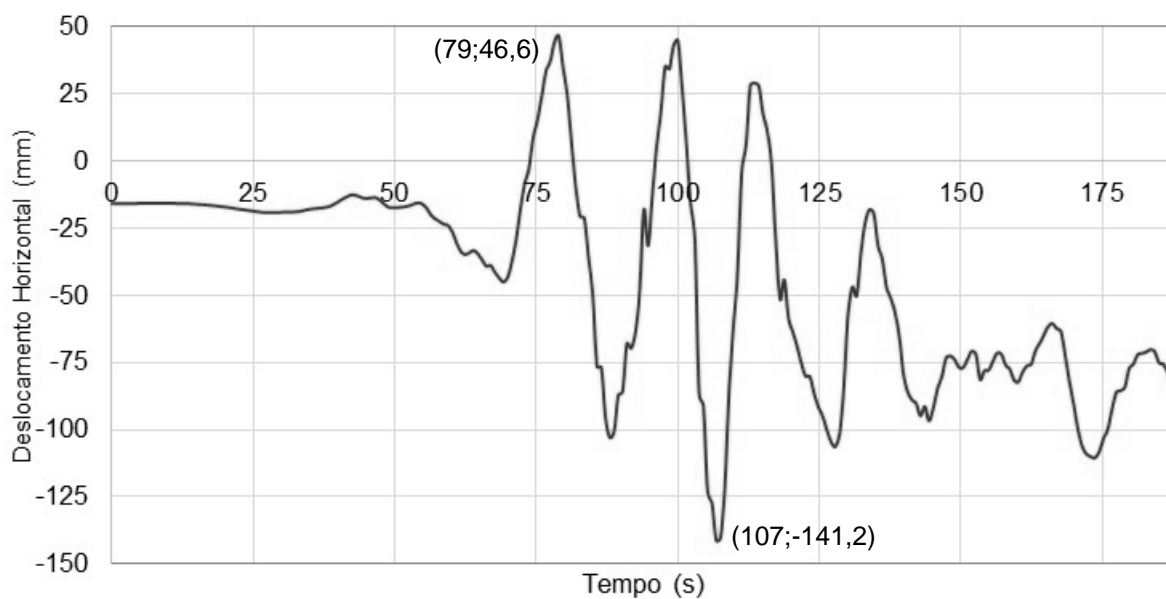


Figura B-34 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

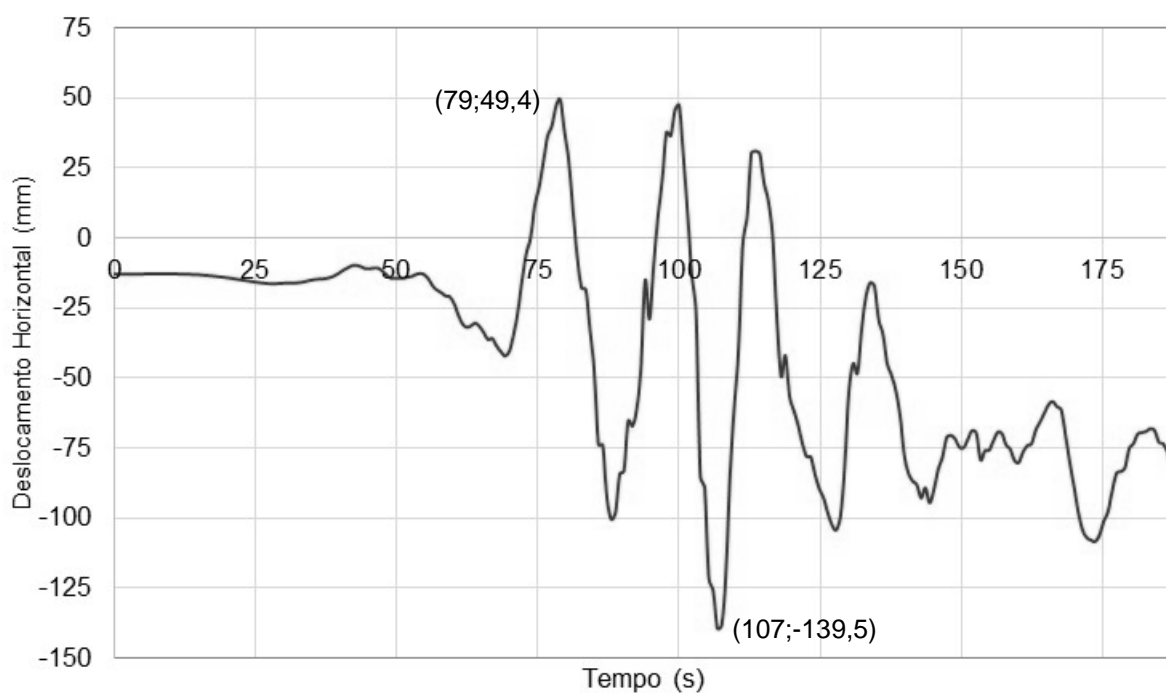


Figura B-35 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

- Apresentação das Curvas das Acelerações Horizontais

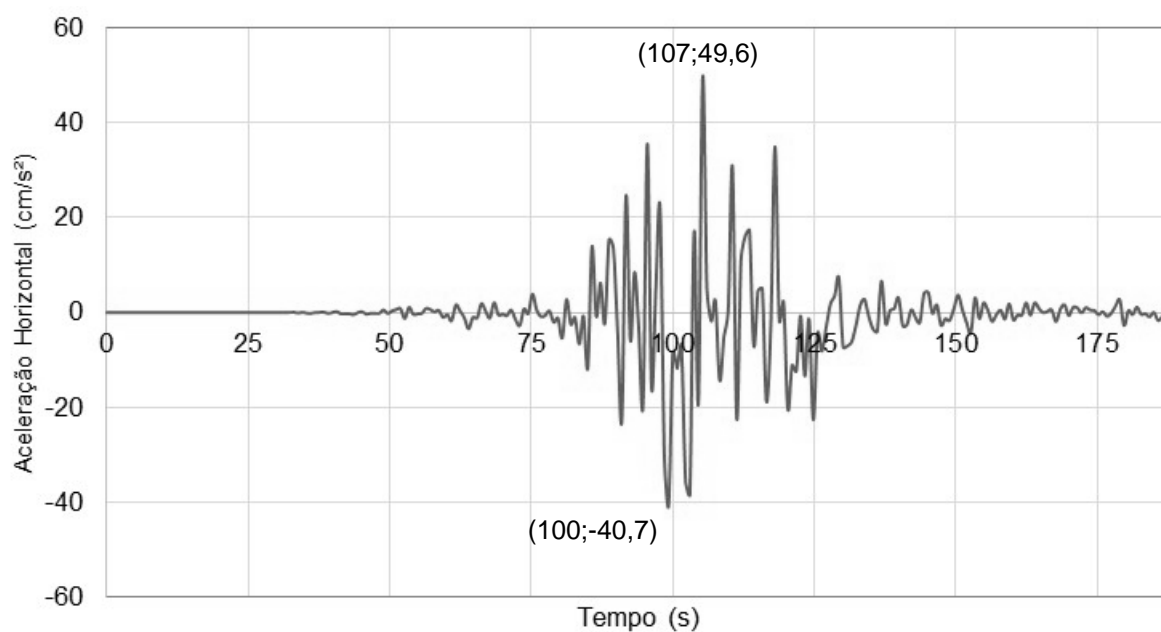


Figura B-36 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

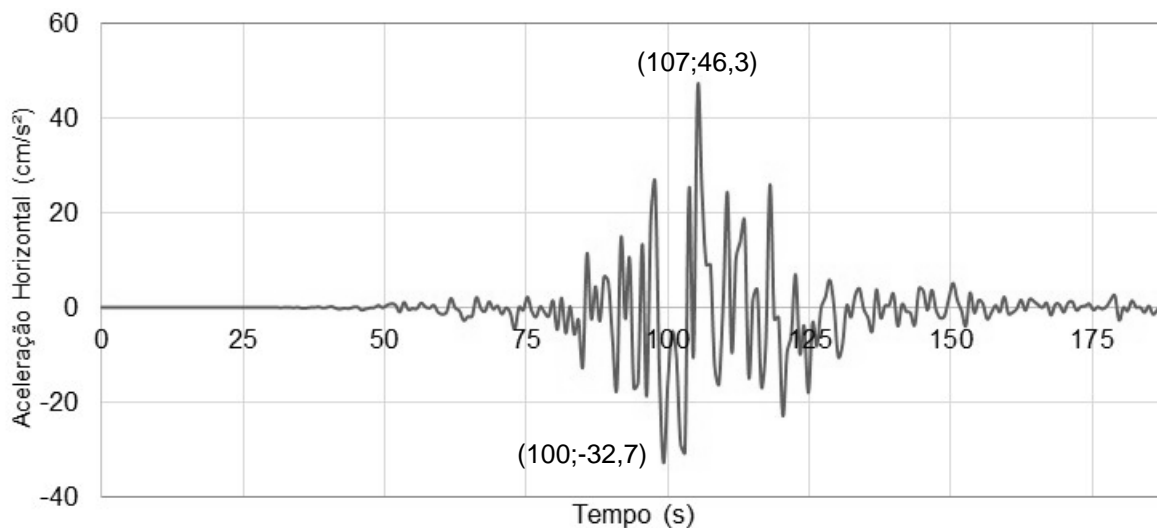


Figura B-37 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

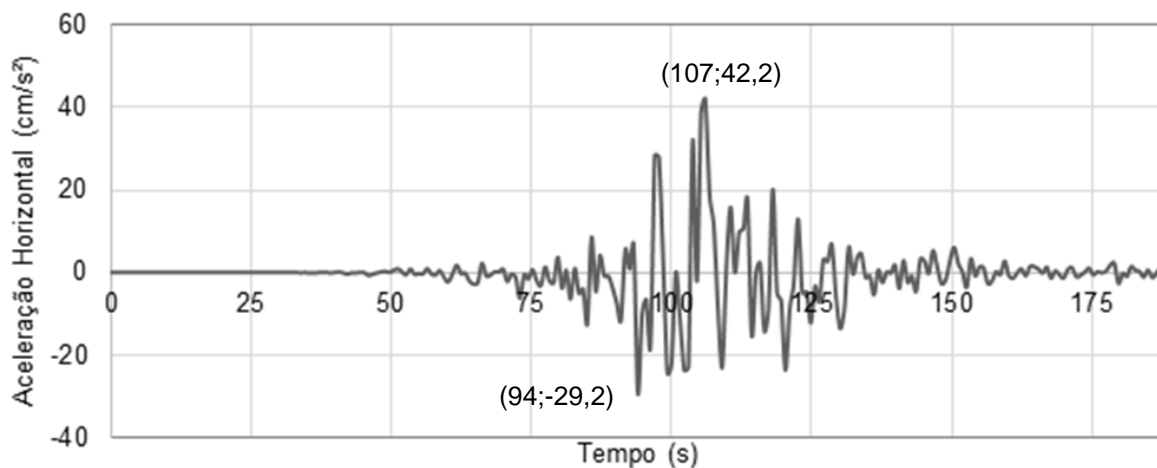


Figura B-38 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

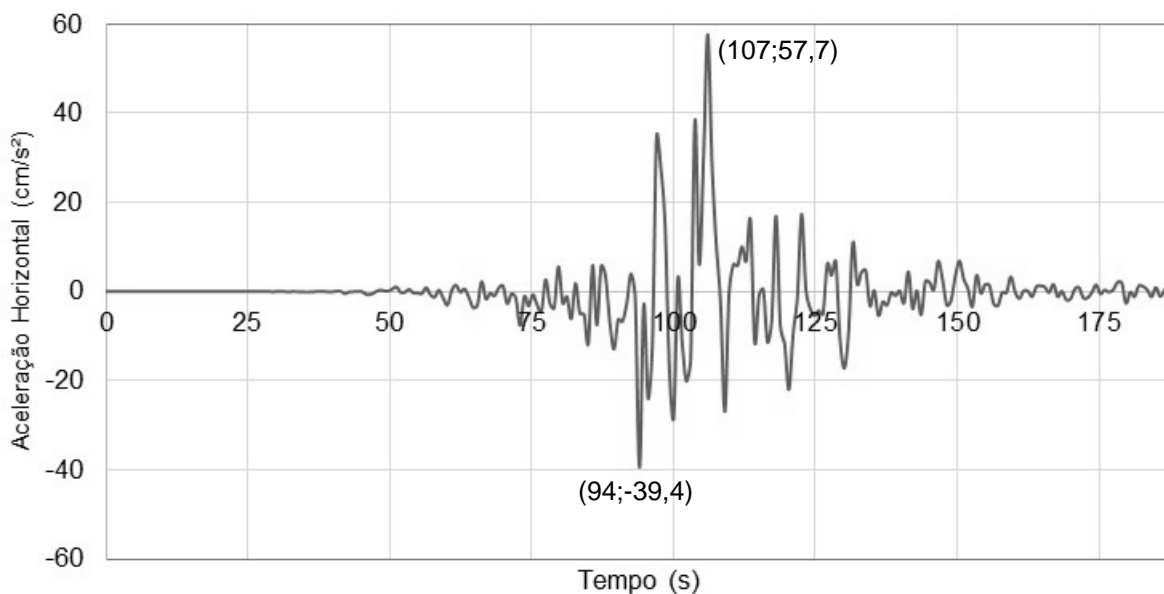


Figura B-39 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

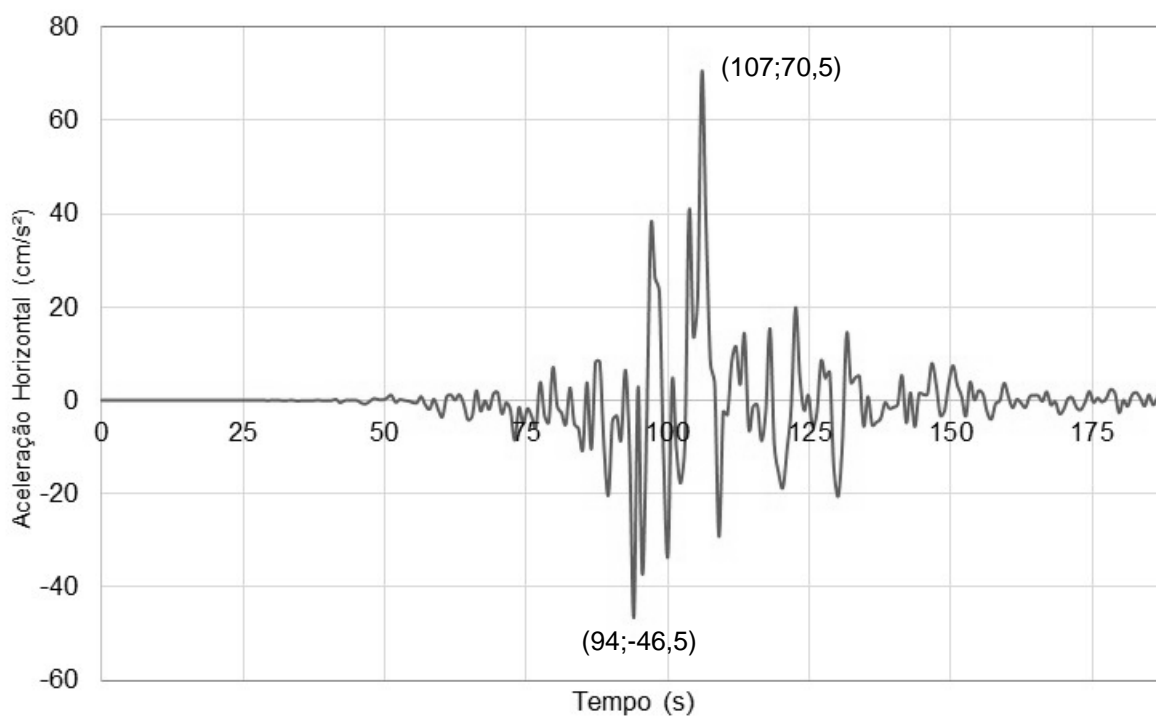


Figura B-40 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

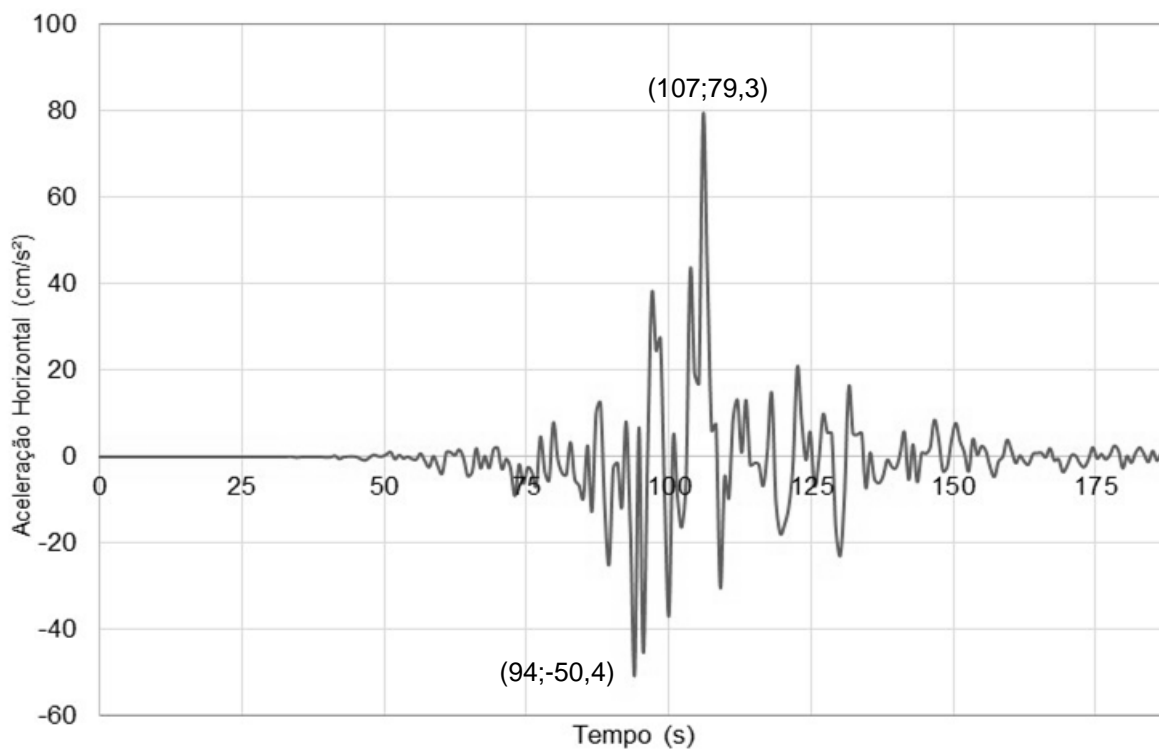


Figura B-41 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

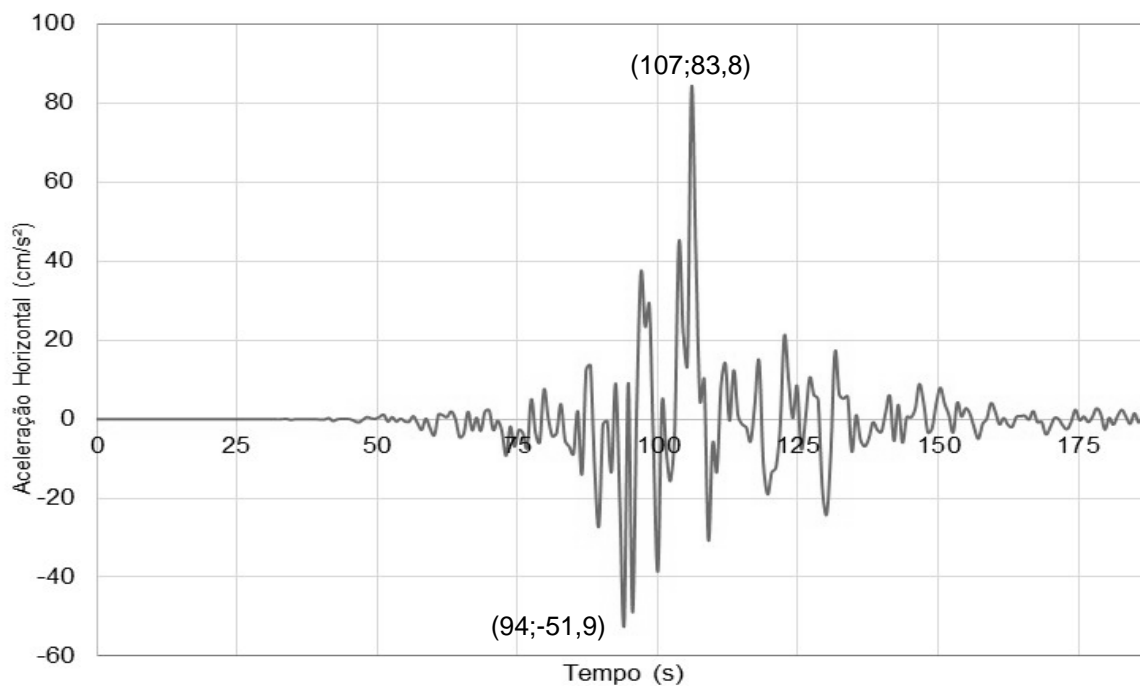


Figura B-42 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,15g$)

B.4. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$

- Apresentação das Curvas dos Deslocamentos Horizontais

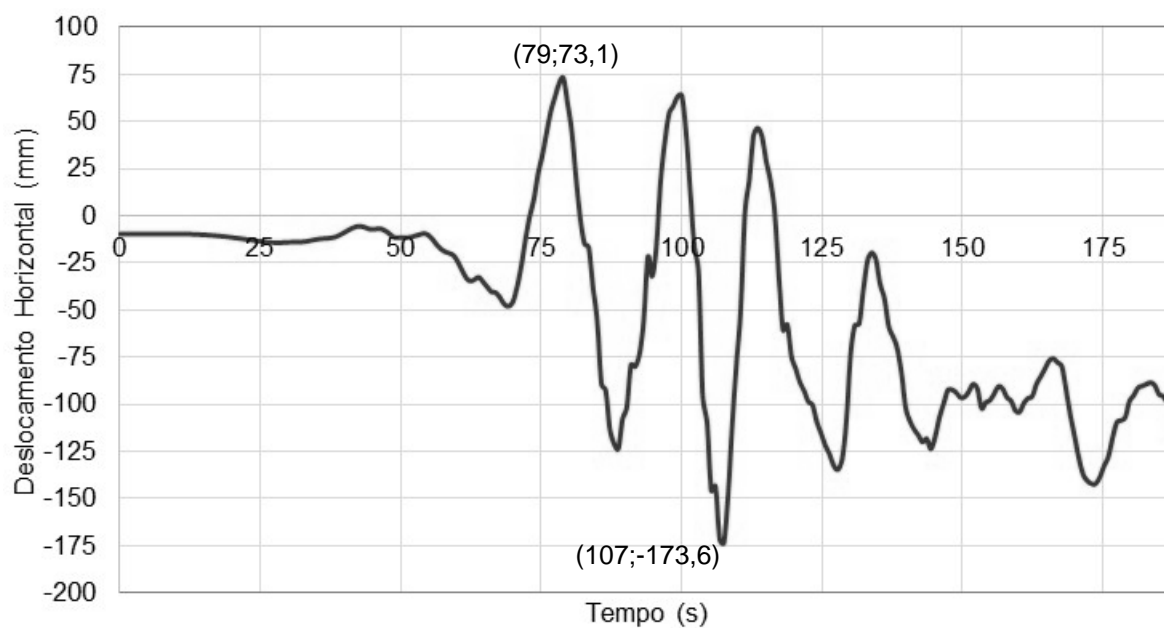


Figura B-43 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

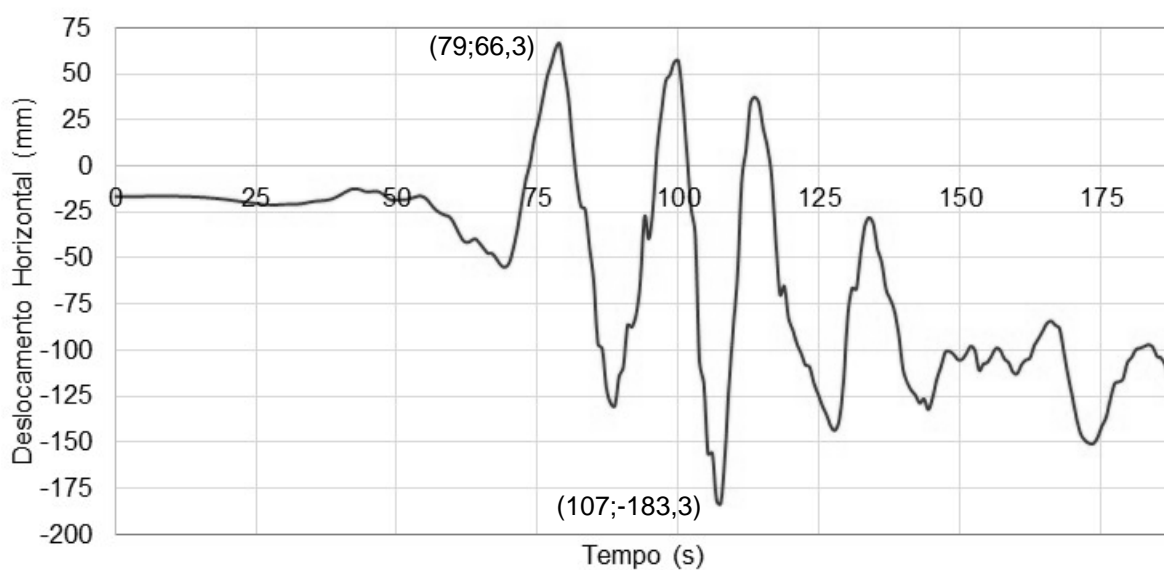


Figura B-44 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

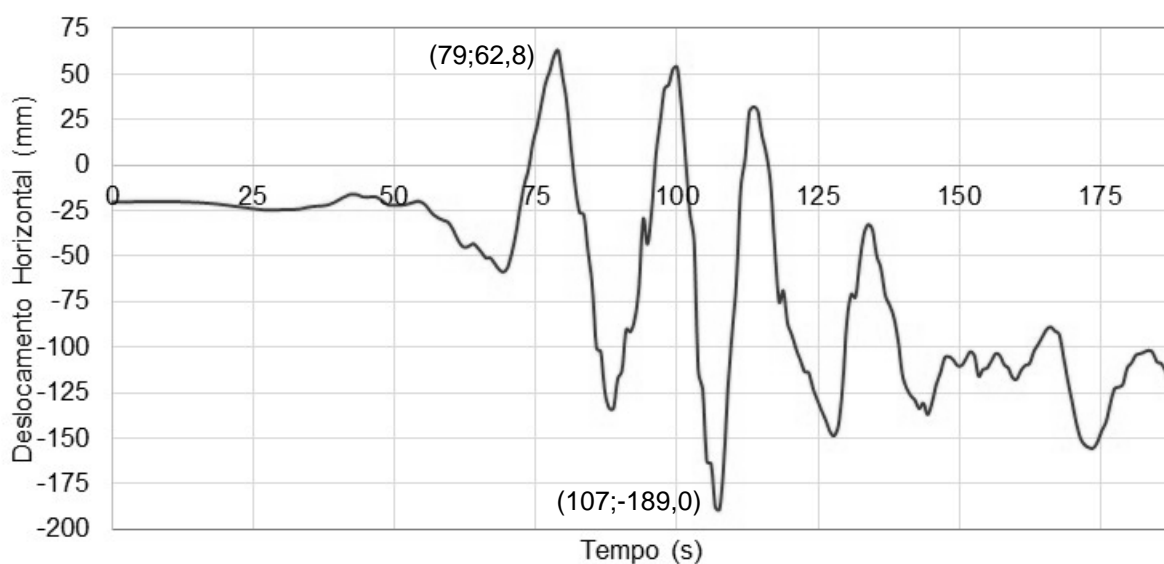


Figura B-45 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

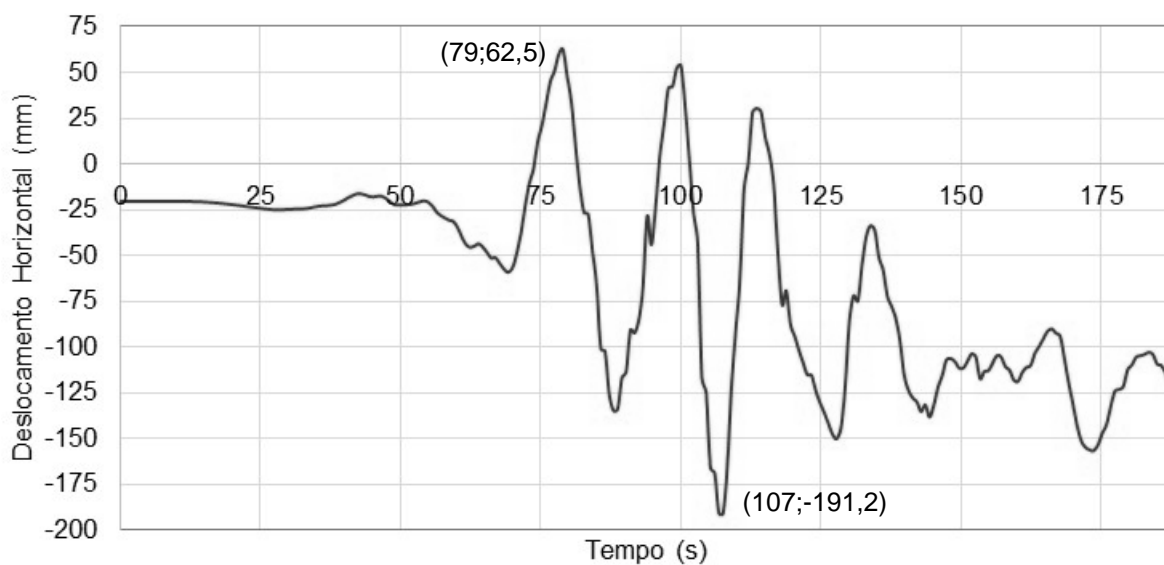


Figura B-46 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

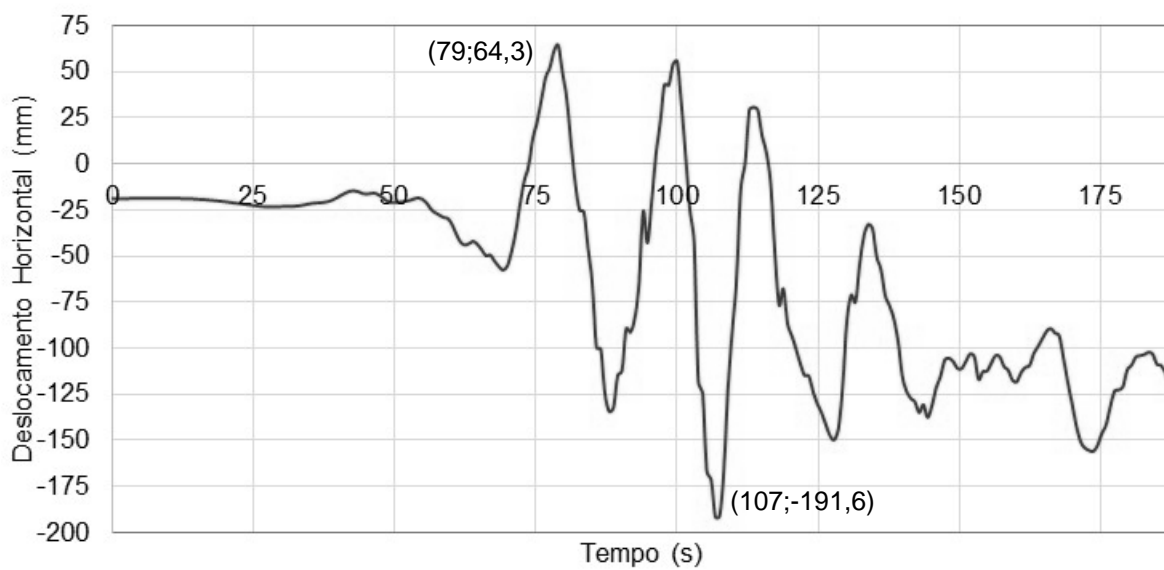


Figura B-47 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

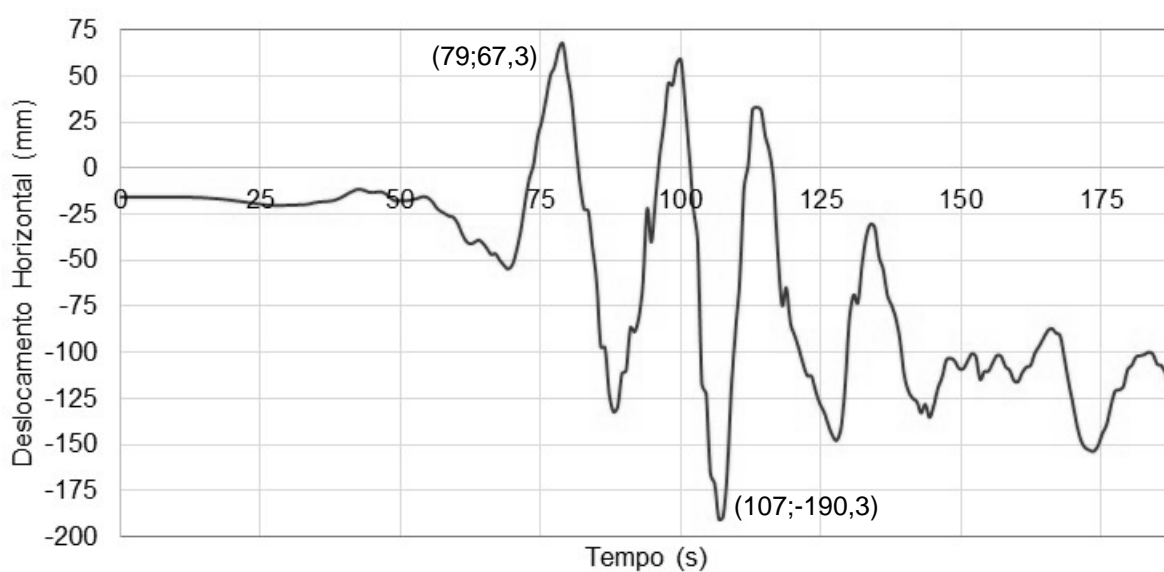


Figura B-48 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

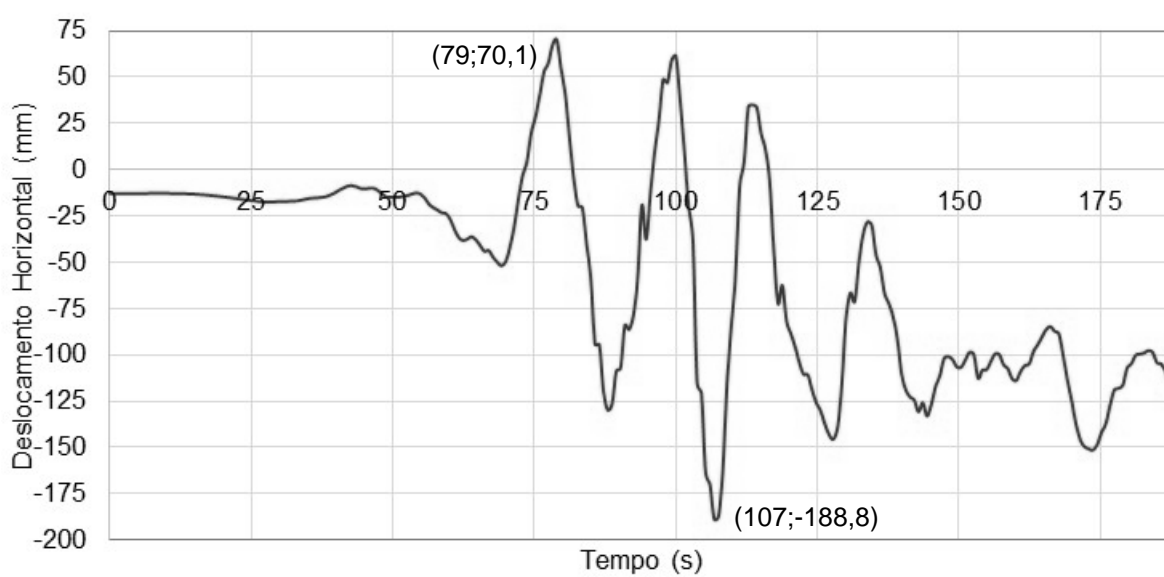


Figura B-49 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

- Apresentação das Curvas das Acelerações Horizontais

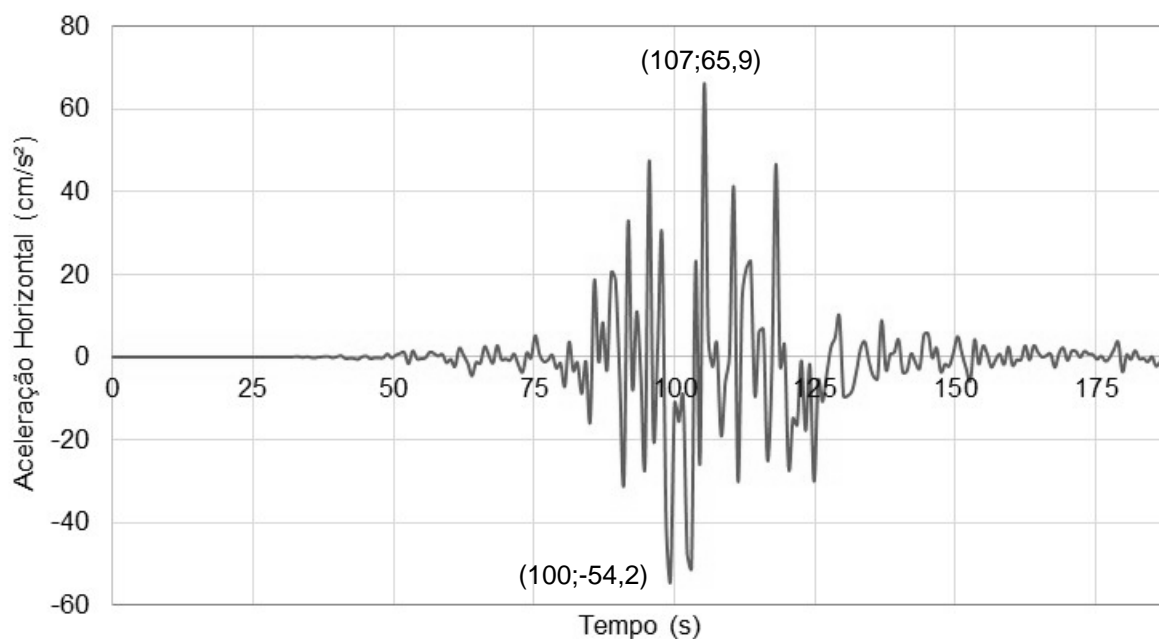


Figura B-50 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)

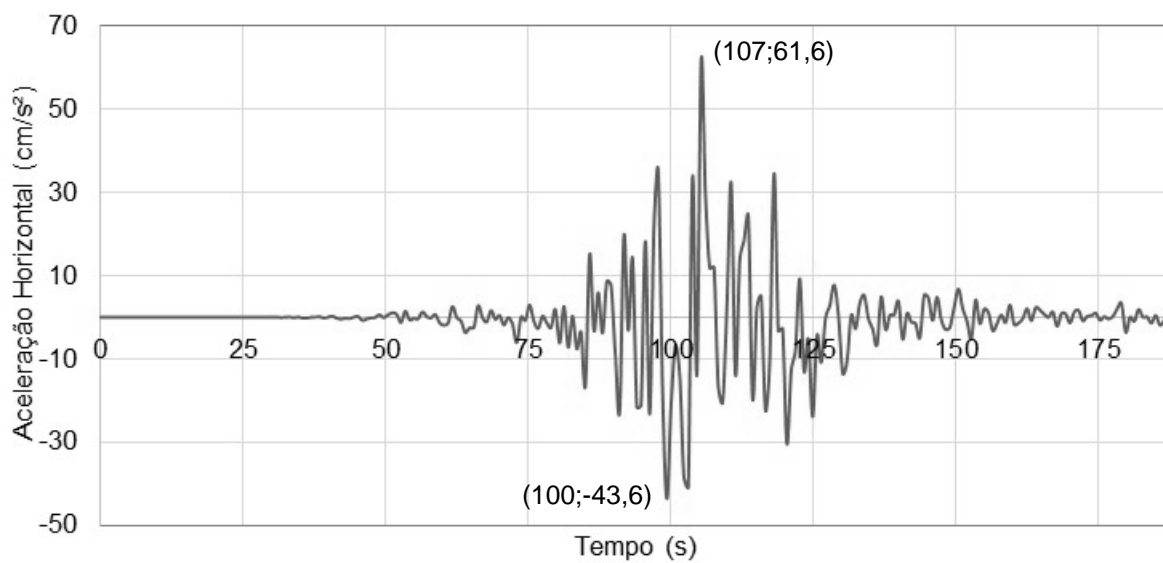
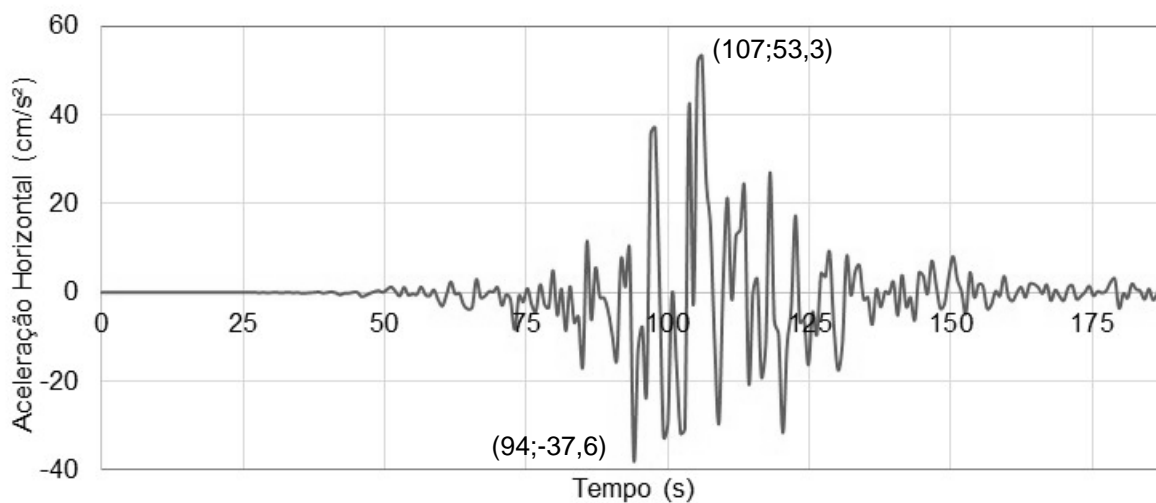
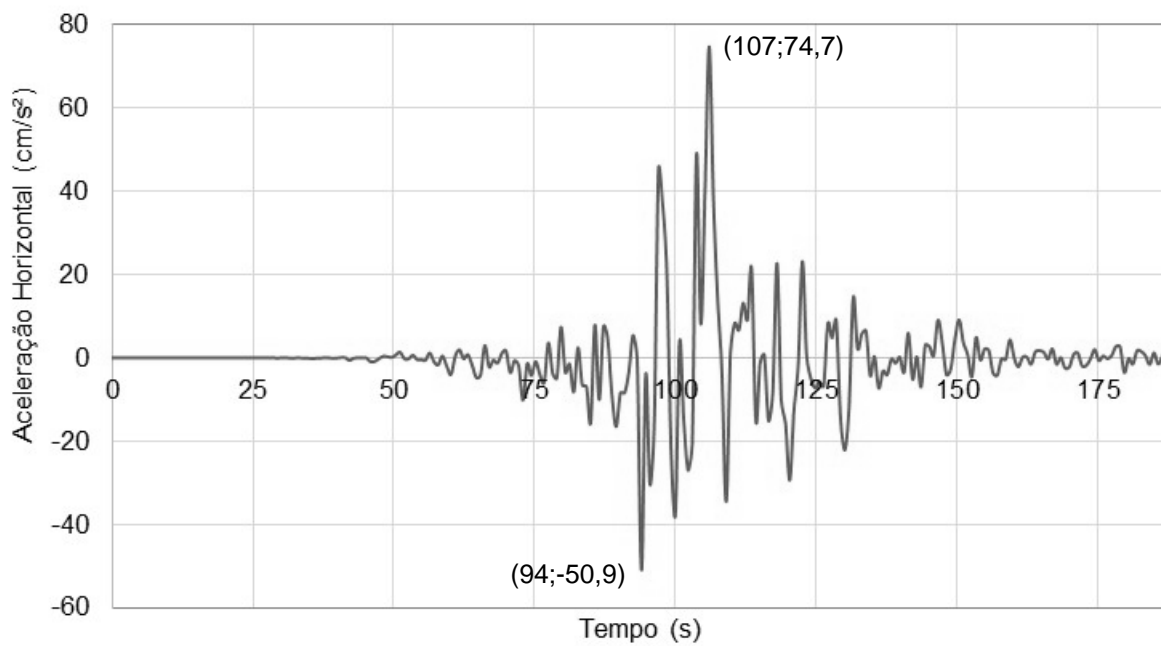


Figura B-51 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)

Figura B-52 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)Figura B-53 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)

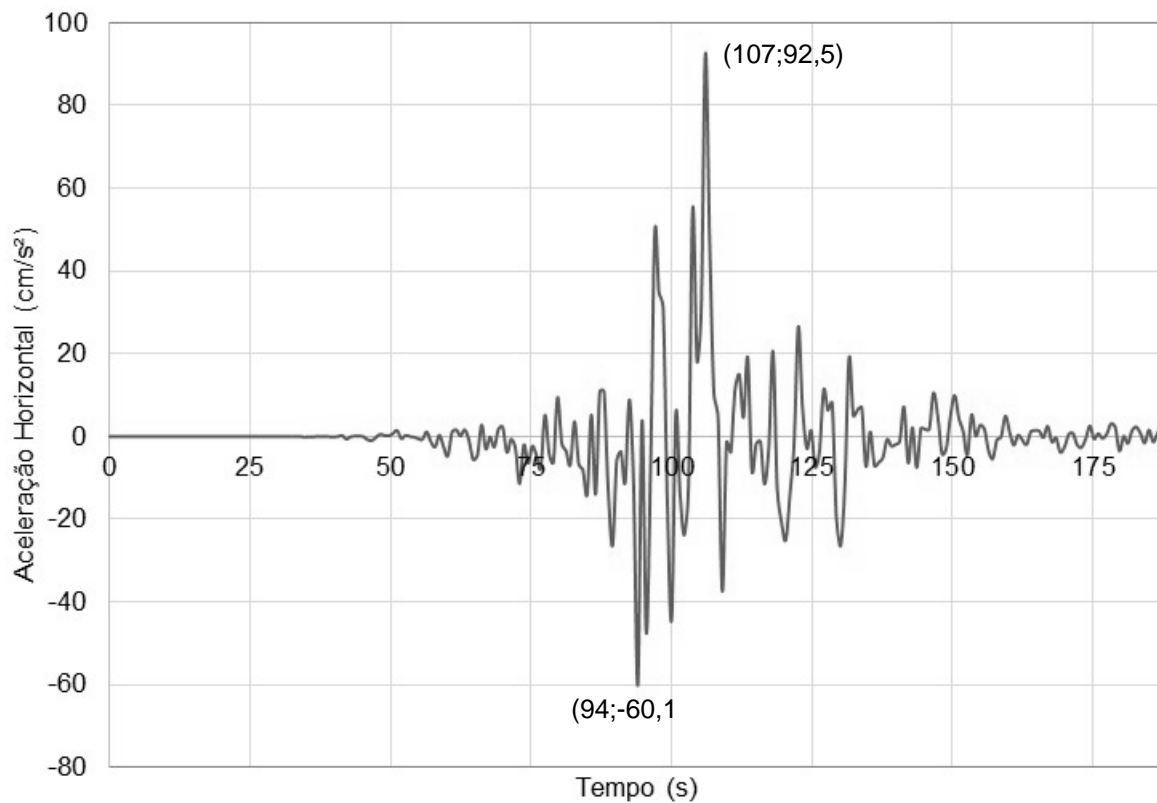


Figura B-54 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)

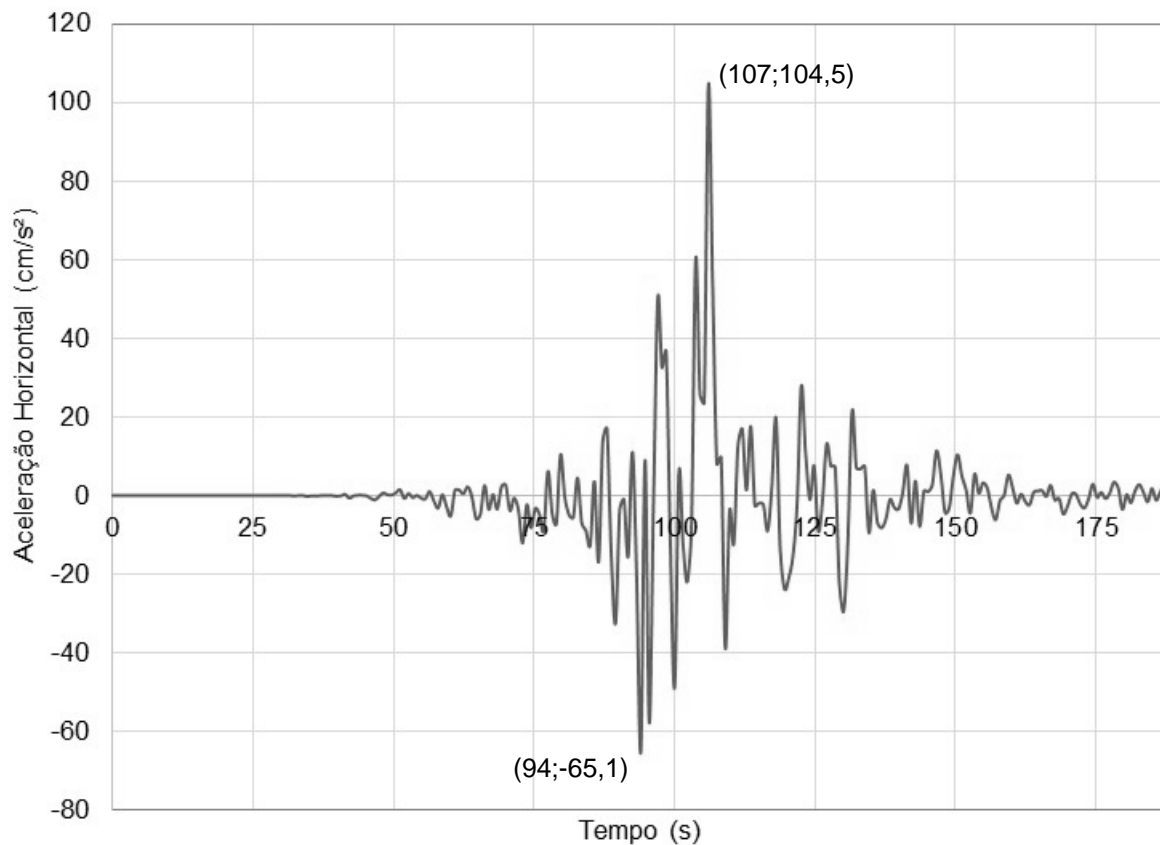


Figura B-55 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,20g$)

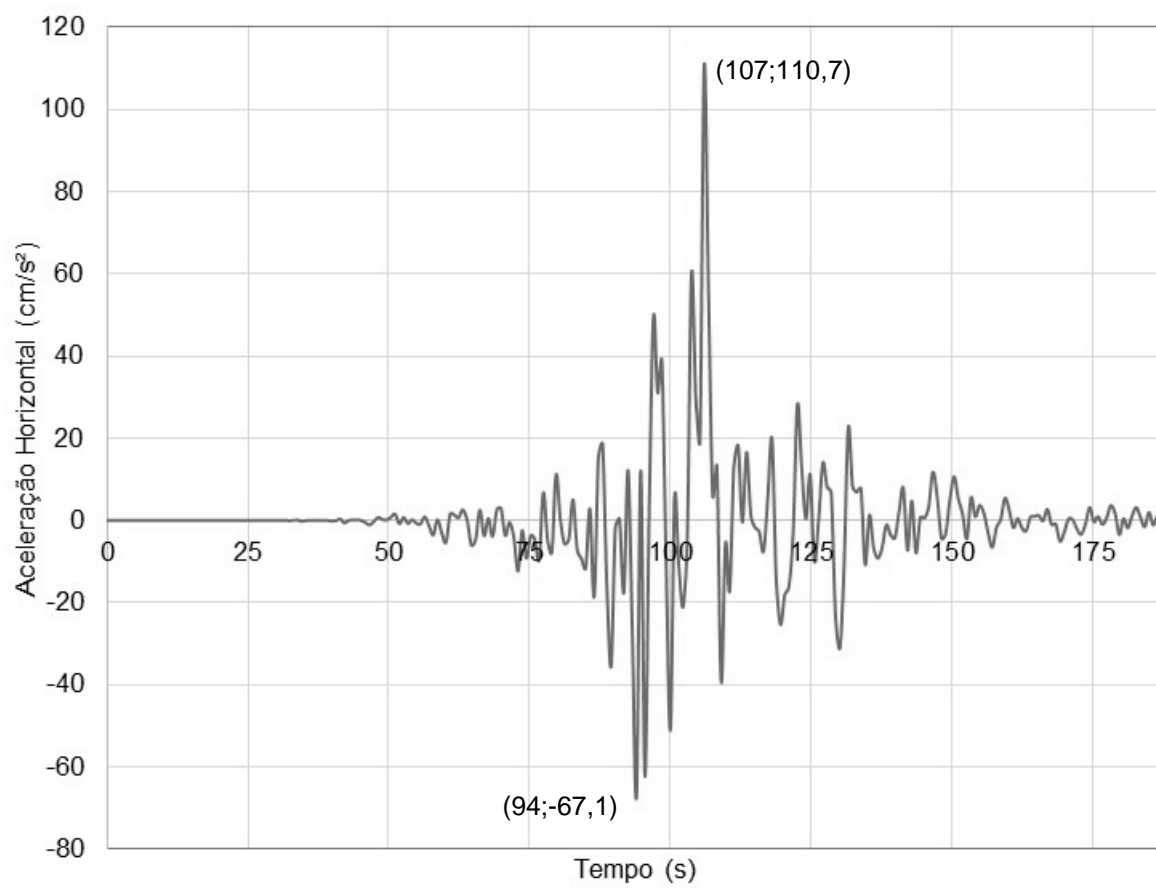


Figura B-56 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,20g$)

B.5. Acelerograma Horizontal Normalizado para $a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$

- Apresentação das Curvas dos Deslocamentos Horizontais

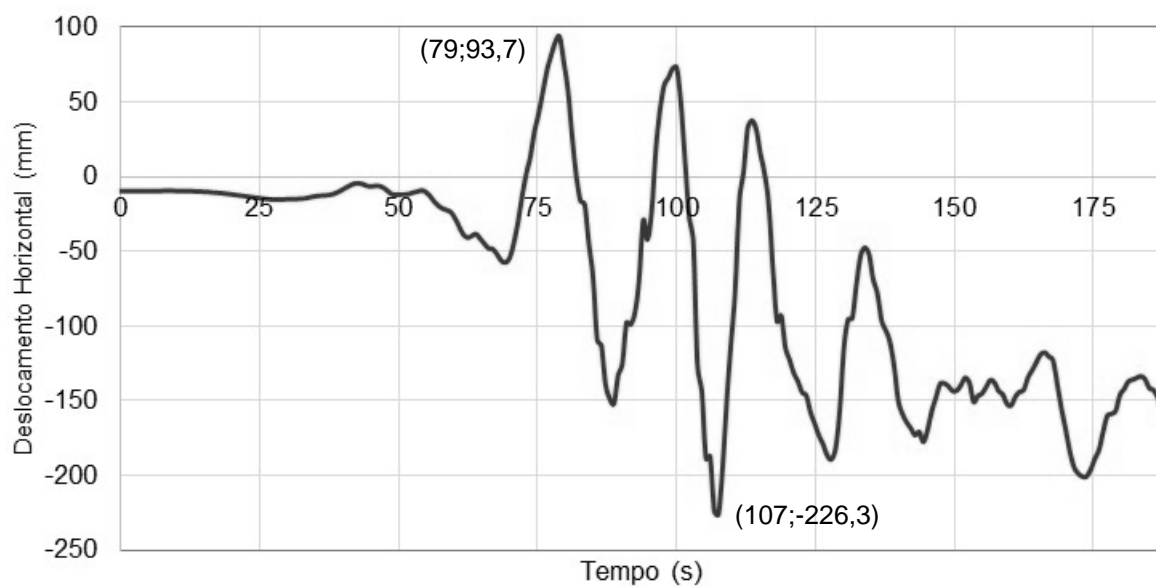


Figura B-57 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

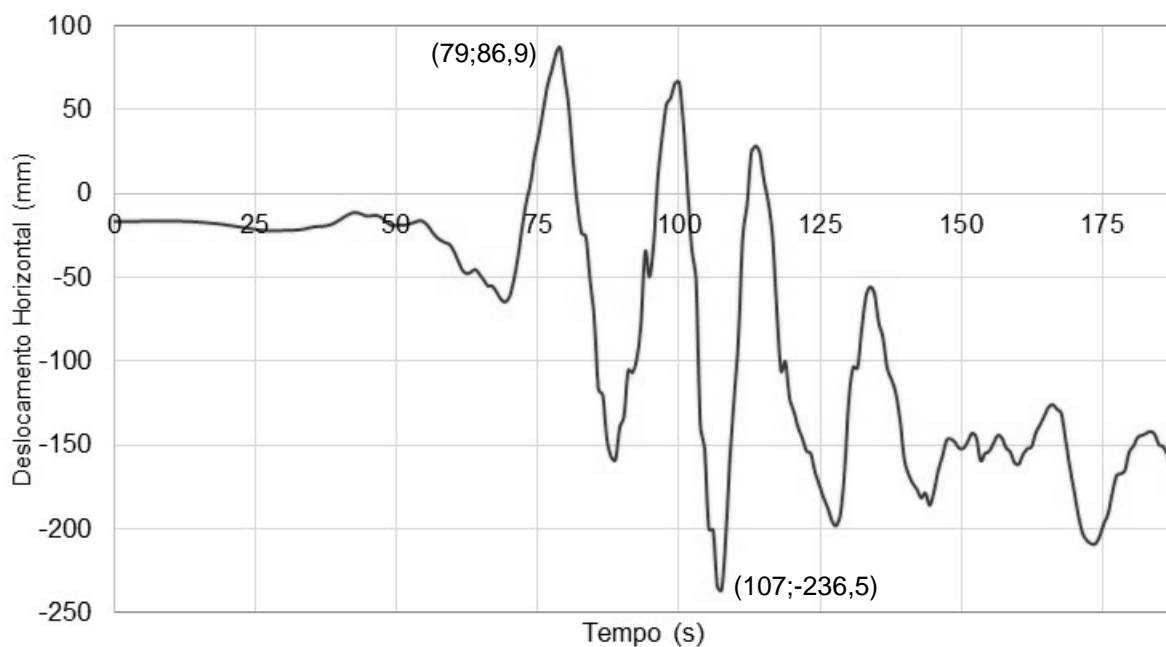


Figura B-58 – Deslocamento Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

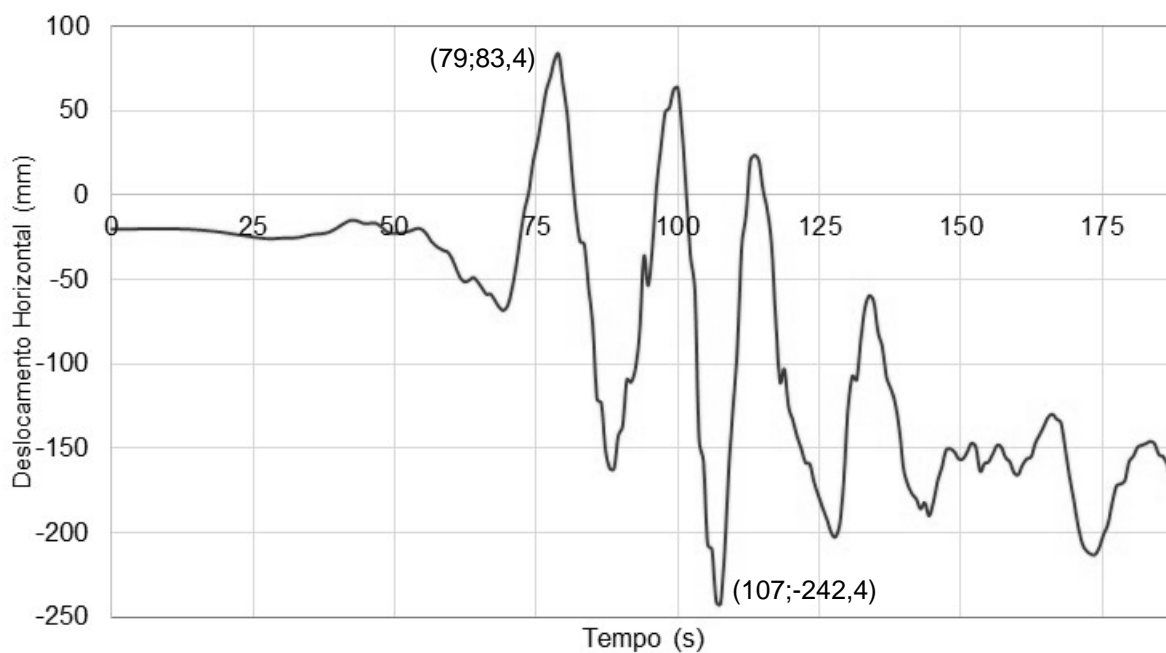


Figura B-59 – Deslocamento Horizontal na Elevação 1,45m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$)

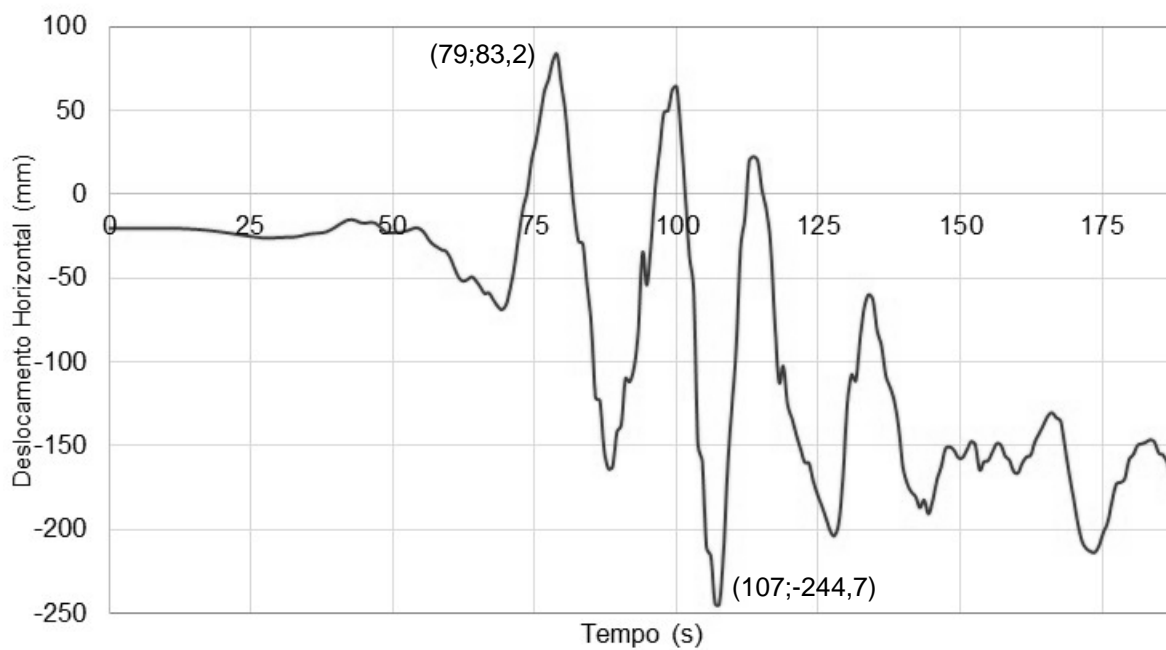


Figura B-60 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,20m ($a_x \text{ máx base} = 0,25g$)

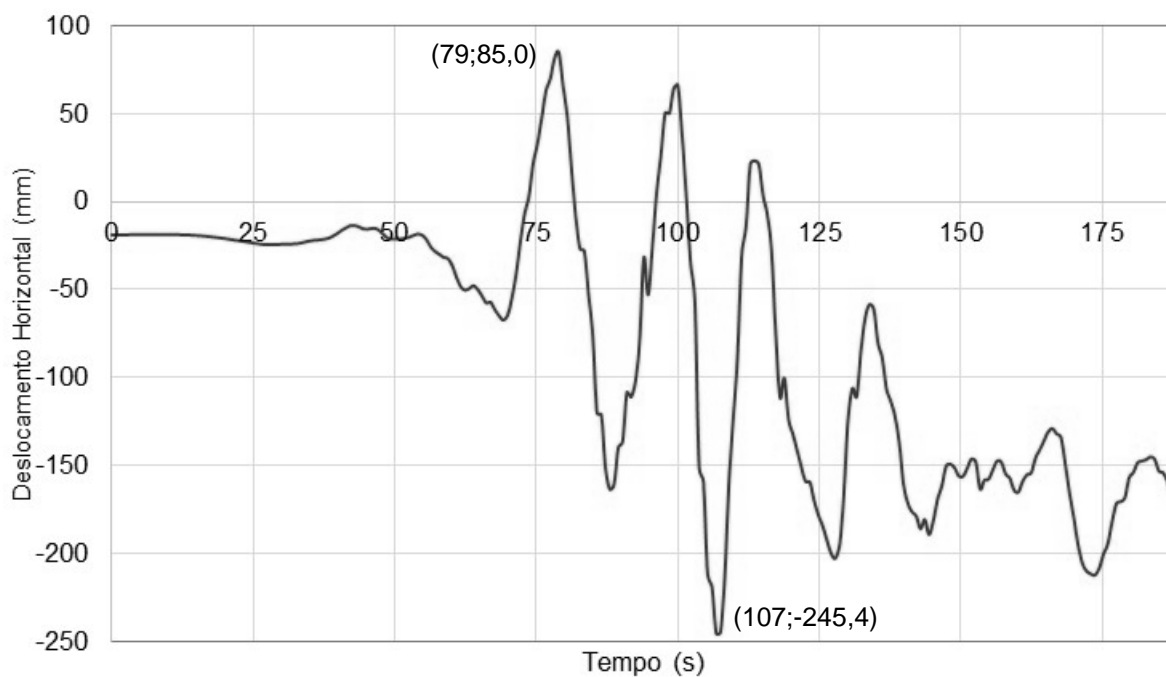


Figura B-61 – Deslocamento Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

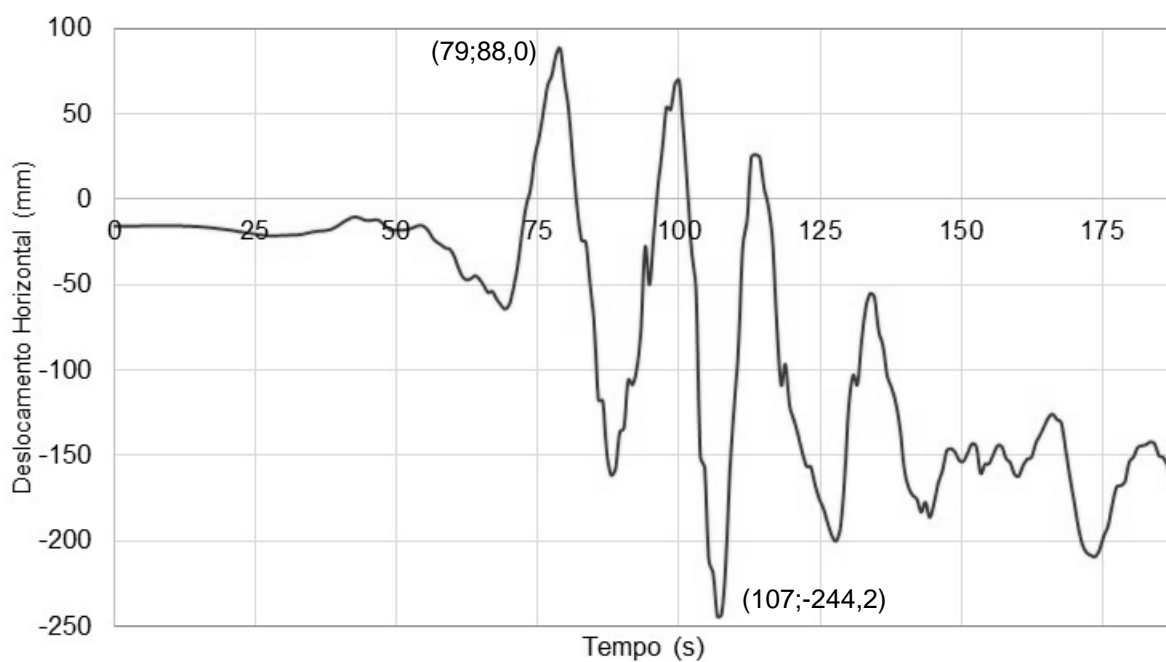


Figura B-62 – Deslocamento Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

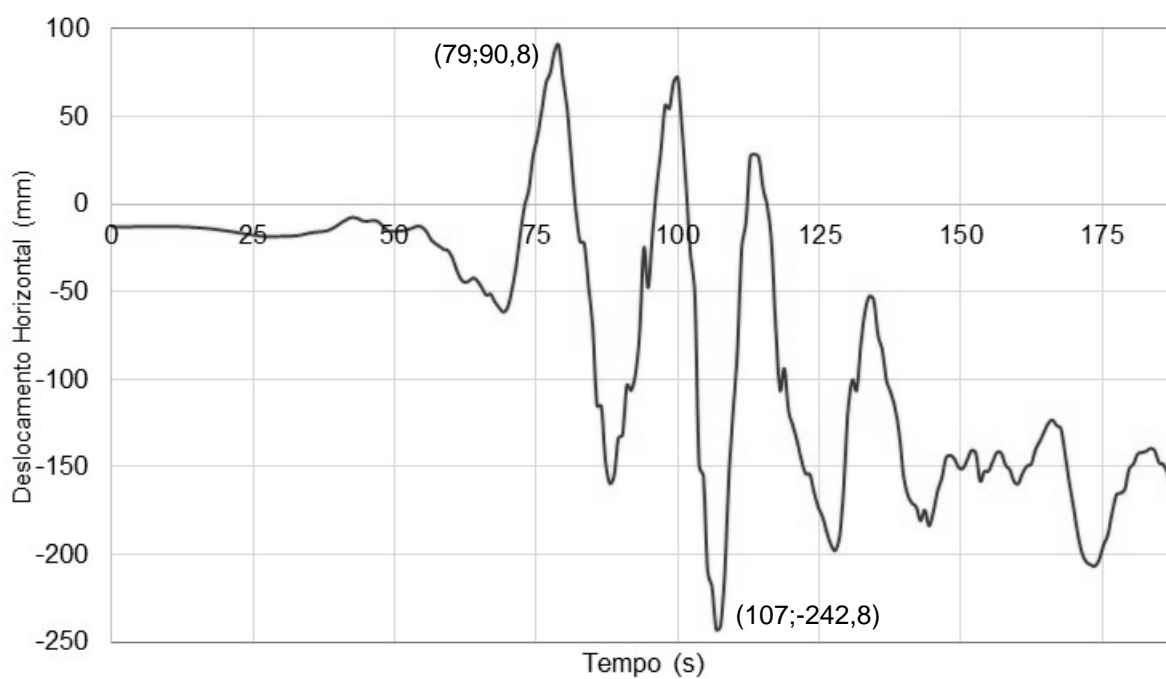


Figura B-63 – Deslocamento Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

- Apresentação das Curvas das Acelerações Horizontais

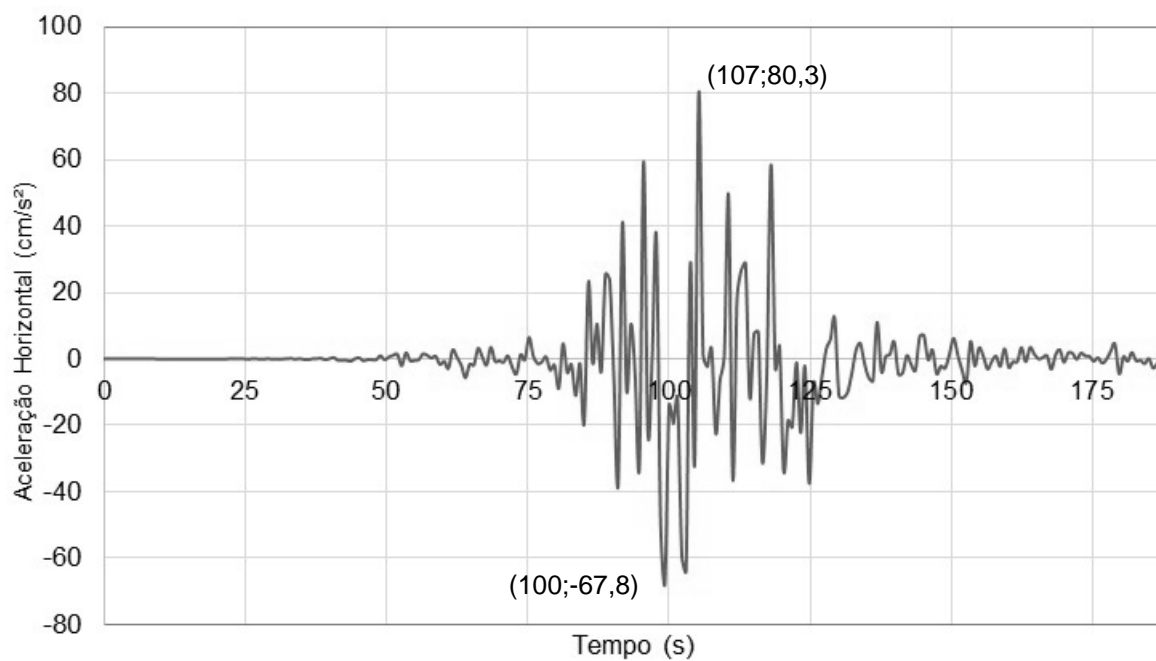


Figura B-64 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

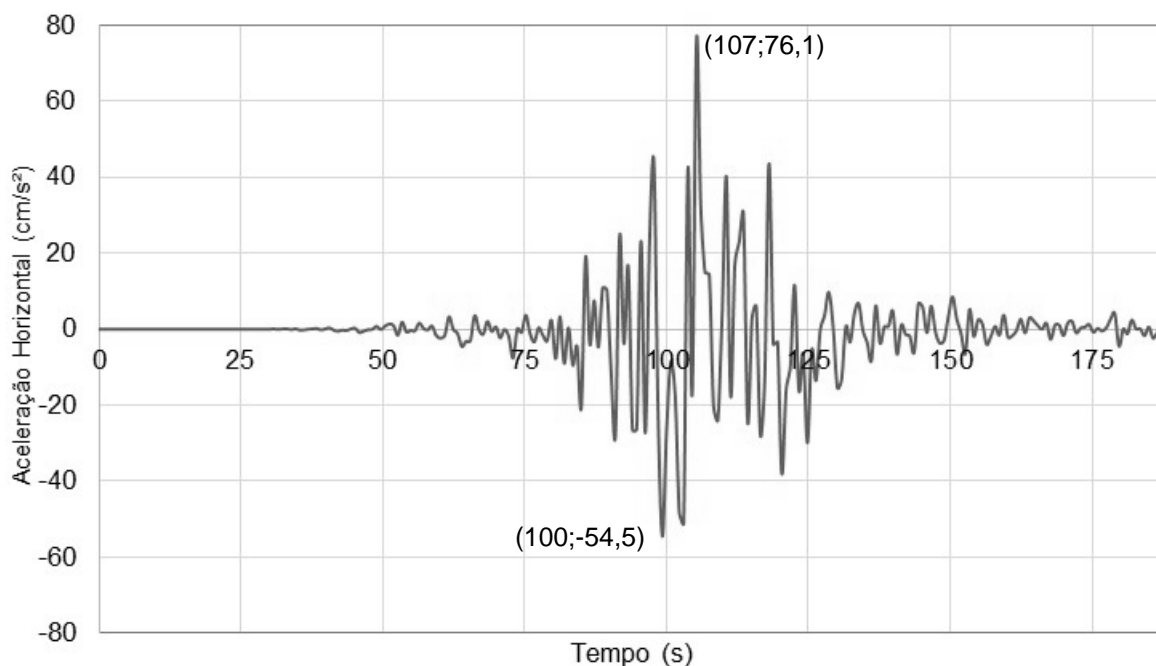


Figura B-65 – Aceleração Horizontal na Elevação 0,73m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,25g$)

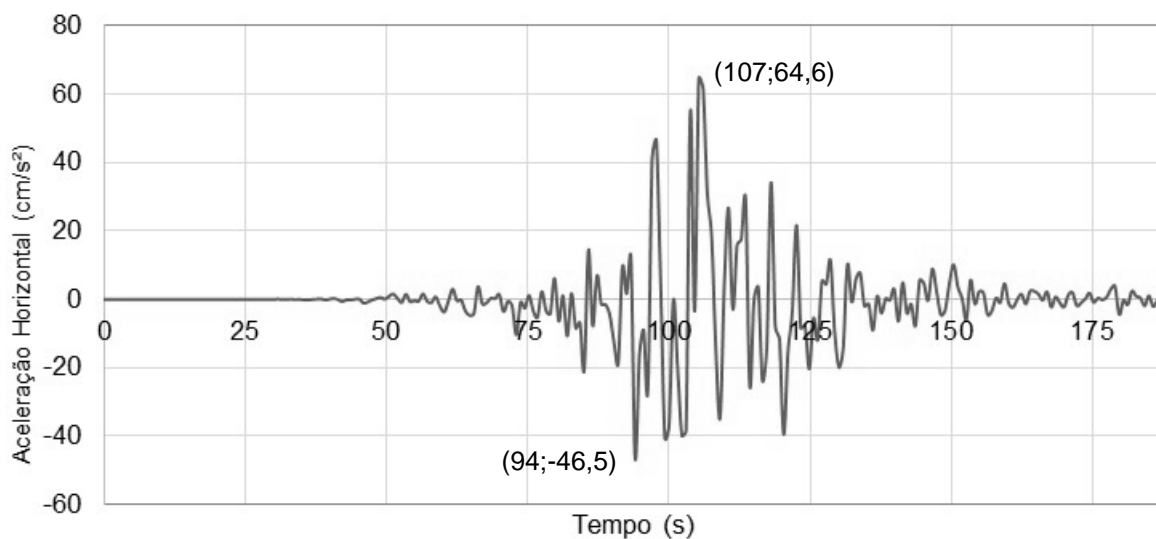


Figura B-66 – Aceleração Horizontal na Elevação 1,45m ($a_{x\text{ máx base}} = 0,25g$)

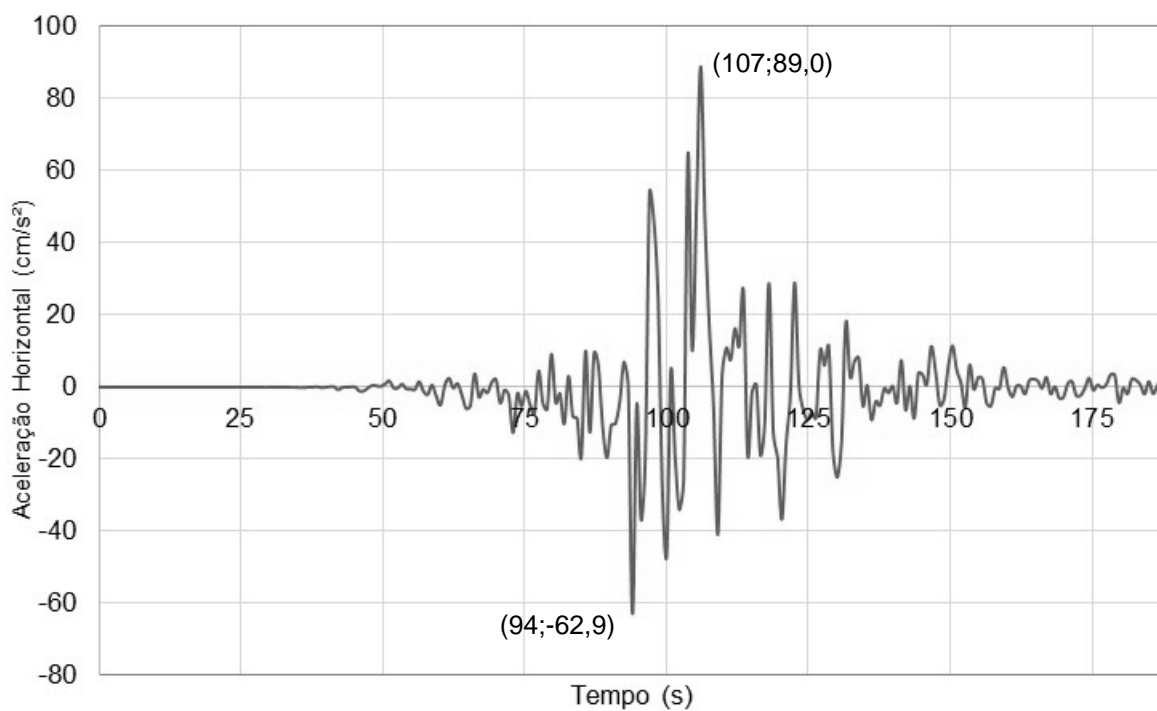


Figura B-67 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,20m ($a_{x\ máx\ base} = 0,25g$)

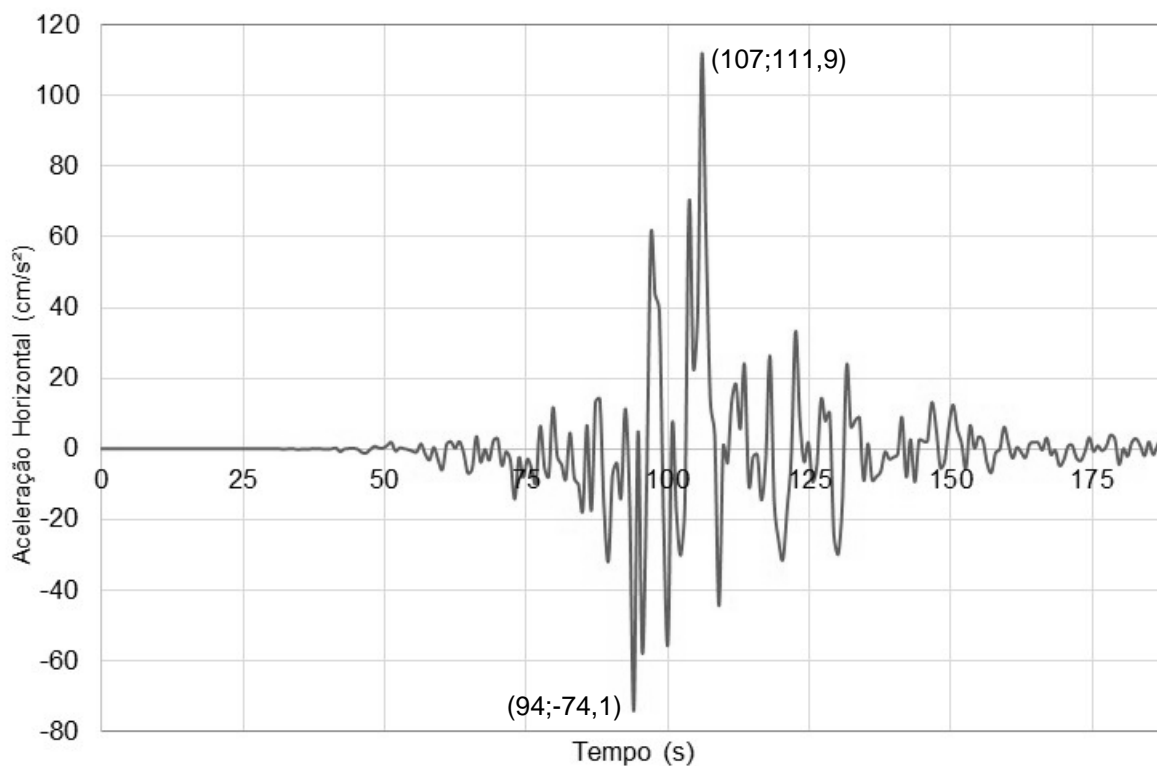


Figura B-68 – Aceleração Horizontal na Elevação 2,90m ($a_{x\ máx\ base} = 0,25g$)

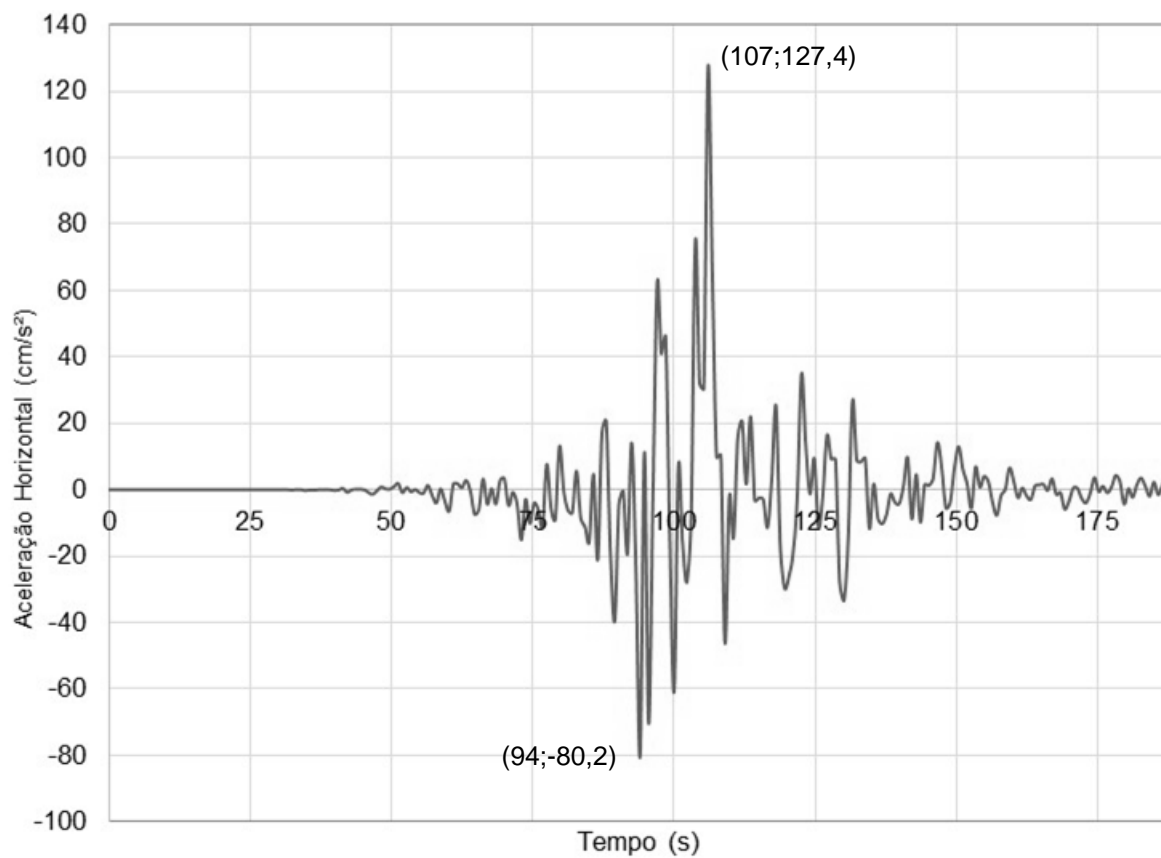


Figura B-69 – Aceleração Horizontal na Elevação 3,47m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)

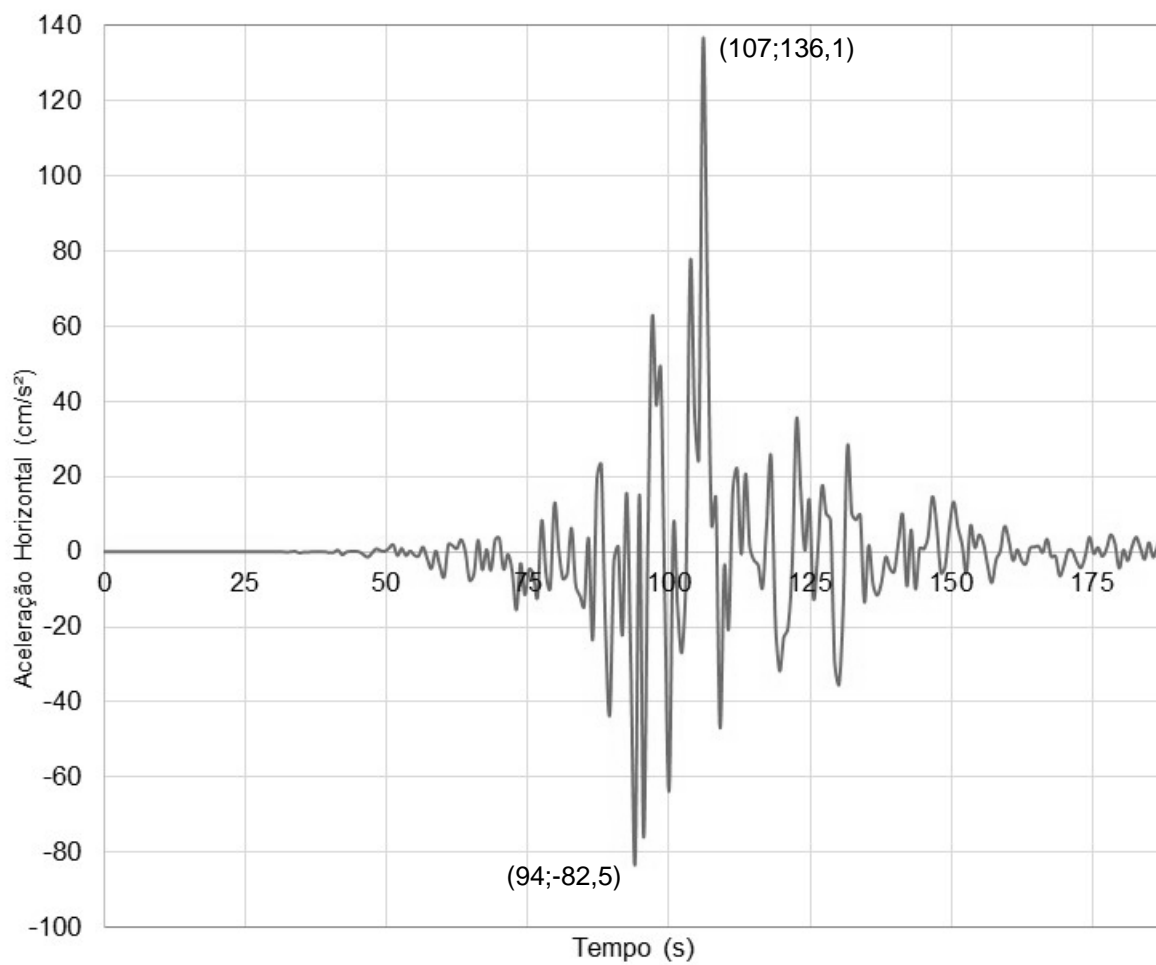


Figura B-70 – Aceleração Horizontal na Elevação 4,00m ($a_{x \text{ máx base}} = 0,25g$)